



**ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE
INGENIERÍA DE CAMINOS, CANALES Y
PUERTOS Y DE INGENIERÍA DE MINAS
UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE CARTAGENA**

Estudio de la influencia de pilares cortos en la respuesta sísmica estructural de edificios

Titulación: Máster Universitario en Ingeniería de
Caminos, Canales y Puertos
Intensificación: Construcción
Alumno: D. David Martínez Díaz
Director: Dr. Antonio Tomás Espín

Cartagena, julio de 2014

AGRADECIMIENTOS

He de expresar mi profundo agradecimiento a todas aquellas personas que me han dado la oportunidad de desarrollarme, tanto intelectual como personalmente. Su influencia es de una importancia capital para poder llegar al punto en el que me encuentro, finalizando una carrera y el proyecto culmen de la misma.

No puedo nombrar a todos, pero sí quiero reconocer específicamente su valor a algunos de ellos:

D. Antonio Tomás Espín, mi director de proyecto, artífice de esta idea y profesor por vocación que mediante sus conocimientos y enseñanzas me transmitió, a lo largo de tres asignaturas y durante la elaboración de este trabajo, su pasión por esta profesión.

Mi familia, que desde el comienzo estuvo siempre a mi lado, ayudándome a no desfallecer por el camino.

Y, finalmente, mis amigos y mis compañeros de clase, por su ánimo y apoyo desinteresados en todo momento.

ÍNDICE

LISTA DE TABLAS	xi
LISTA DE FIGURAS	xiii
LISTA DE SÍMBOLOS	xvii
 CAPÍTULO 1 INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS	
1.1 INTRODUCCIÓN	1
1.2 OBJETIVOS	2
1.3 ORGANIZACIÓN DEL PROYECTO	3
1.4 MEDIOS UTILIZADOS.....	4
 CAPÍTULO 2 FUNDAMENTOS DE INGENIERÍA SÍSMICA	
2.1 INTRODUCCIÓN	5
2.2 ASPECTOS BÁSICOS DE SISMOLOGÍA.....	7
2.2.1 Sismicidad.....	7
2.2.2 Principales parámetros de los terremotos	9
2.2.3 Peligrosidad, vulnerabilidad y riesgo sísmico	9
2.3 CÁLCULOS DINÁMICOS DIRECTOS	10
2.3.1 Acelerogramas naturales.....	10
2.3.2 Acelerogramas sintéticos.....	11
2.3.3 Obtención de la respuesta sísmica mediante cálculos dinámicos directos	12
2.4 ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL	13
2.4.1 Introducción.....	13
2.4.2 Espectros elásticos de respuesta para un sismo determinado	14
2.4.3 Factores que influyen en los espectros elásticos de respuesta de los terremotos	18
2.4.4 Espectros elásticos de respuesta de proyecto.....	18
2.5 MÉTODOS ENERGÉTICOS	19

2.6	MÉTODO DE LAS FUERZAS ESTÁTICAS EQUIVALENTES	22
2.6.1	Introducción	22
2.6.2	Modelo de la estructura	23
2.6.3	Modos de vibración	23
2.6.4	Cálculo de las fuerzas sísmicas.....	24
2.6.5	Sistema de fuerzas estáticas equivalentes.....	26

CAPÍTULO 3 *EL MÉTODO DE LOS ELEMENTOS FINITOS Y EL PROGRAMA DE CÁLCULO ESTRUCTURAL ETABS*

3.1	EL MÉTODO DE LOS ELEMENTOS FINITOS.....	27
3.1.1	Introducción	27
3.1.2	Conceptos generales del método	29
3.1.3	Ecuaciones de equilibrio. Principio de los Trabajos Virtuales	32
3.1.4	Funciones de interpolación	33
3.1.5	Síntesis de las características globales.....	34
3.1.6	Imposición de las condiciones de contorno. Solución	34
3.2	EL PROGRAMA DE CÁLCULO ESTRUCTURAL ETABS 2013.....	35
3.2.1	Introducción	35
3.1.1	Preproceso.....	36
3.1.2	Proceso.....	37
3.1.3	Postproceso	37
3.1.4	Tipos de elementos	37
3.1.4.1	Malla.....	37
3.1.4.2	Pisos	38
3.1.4.3	Sistemas de coordenadas.....	39
3.1.4.4	Materiales.....	41
3.1.4.5	Objetos.....	42
3.1.4.6	Diafragma rígido.....	46
3.1.4.7	Masas.....	48
3.1.4.8	Cargas	49

CAPÍTULO 4 *MODELOS DE EDIFICIO ANALIZADOS*

4.1	INTRODUCCIÓN	53
4.2	PARÁMETROS DE DISEÑO.....	57
4.2.1	Normativa utilizada	57
4.2.2	Materiales	57

4.2.2.1	Determinación del ambiente.....	57
4.2.2.2	Tipo de hormigón adoptado	58
4.2.2.3	Acero de la armadura pasiva	58
4.2.3	Estados límite, coeficientes de seguridad y de combinación de acciones	58
4.2.3.1	Estados límite	58
4.2.3.2	Coeficientes de combinación de acciones	59
4.2.3.3	Coeficientes de seguridad de las acciones	59
4.2.4	Durabilidad	59
4.2.4.1	Vida útil	59
4.2.4.2	Recubrimientos	59
4.2.5	Acciones	60
4.2.5.1	Acciones permanentes	60
4.2.5.2	Acciones variables	60
4.2.5.3	Acciones accidentales.....	60
4.2.6	Diferencias entre el modelo C y S	61
4.3	MODELO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO 5U-S Y 5U-C.....	62
4.3.1	Características geométricas	62
4.3.1.1	Geometría y dimensiones del edificio.....	62
4.3.1.2	Geometría y dimensiones de los elementos estructurales y de cimentación	63
4.3.2	Métodos de análisis sísmico	64
4.3.2.1	Método de las fuerzas estáticas equivalentes	64
4.3.2.2	Análisis modal espectral.....	67
4.3.2.3	Análisis dinámico directo	75
4.4	MODELO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO 5B-S Y 5B-C	78
4.4.1	Características geométricas	78
4.4.1.1	Geometría y dimensiones del edificio.....	78
4.4.1.2	Geometría y dimensiones de los elementos estructurales y de cimentación	79
4.4.2	Métodos de análisis sísmico	79
4.4.2.1	Método de las fuerzas estáticas equivalentes	79
4.4.2.2	Análisis modal espectral.....	80
4.4.2.3	Análisis dinámico directo	80
4.5	MODELO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO 9U-S Y 9U-C.....	81
4.5.1	Características geométricas	81
4.5.1.1	Geometría y dimensiones del edificio	81
4.5.1.2	Geometría y dimensiones de los elementos estructurales y de cimentación	82
4.5.2	Métodos de análisis sísmico	83

4.5.2.1	Método de las fuerzas estáticas equivalentes	83
4.5.2.2	Análisis modal espectral.....	85
4.5.2.3	Análisis dinámico directo	85

CAPÍTULO 5 RESULTADOS DE ANÁLISIS Y RECOMENDACIONES CONSTRUCTIVAS

5.1	INTRODUCCIÓN	87
5.2	EDIFICIO TIPO 5U-S Y 5U-C	92
5.2.1	Análisis modal espectral según la norma NCSE-02	92
5.2.1.1	Diagramas de esfuerzos	92
5.2.1.2	Desplazamientos	94
5.2.2	Análisis dinámico no lineal	95
5.2.2.1	Diagramas de esfuerzos	95
5.2.2.2	Desplazamientos	97
5.2.3	Estudio comparativo	97
5.3	EDIFICIO TIPO 5B-S Y 5B-C	101
5.3.1	Análisis modal espectral según la norma NCSE-02	101
5.3.1.1	Diagramas de esfuerzos	101
5.3.1.2	Desplazamientos	103
5.3.2	Análisis dinámico no lineal	103
5.3.2.1	Diagramas de esfuerzos	103
5.3.2.2	Desplazamientos	105
5.3.3	Estudio comparativo	105
5.4	EDIFICIO TIPO 9U-S Y 9U-C	107
5.4.1	Análisis modal espectral según la norma NCSE-02	107
5.4.1.1	Diagramas de esfuerzos	107
5.4.1.2	Desplazamientos	109
5.4.2	Análisis dinámico no lineal	109
5.4.2.1	Diagramas de esfuerzos	109
5.4.2.2	Desplazamientos	111
5.4.3	Estudio comparativo	111
5.5	PRINCIPALES DIFERENCIAS ENTRE LOS MÉTODOS DE ANÁLISIS	114
5.6	PRINCIPALES DIFERENCIAS ENTRE LOS EDIFICIOS DE FORJADO UNIDIRECCIONAL Y BIDIRECCIONAL	115
5.7	INFLUENCIA DE LA REVISIÓN DE LA NORMA SÍSMICA ESPAÑOLA EN LOS RESULTADOS DE LOS ANÁLISIS.....	117
5.8	RECOMENDACIONES CONSTRUCTIVAS.....	126

CAPÍTULO 6 CONCLUSIONES Y TRABAJOS FUTUROS

6.1 INTRODUCCIÓN	129
6.2 RESUMEN DEL TRABAJO REALIZADO.....	129
6.3 CONCLUSIONES	130
6.4 TRABAJOS FUTUROS	132

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	133
---	------------

ANEJO A: RESULTADOS DE LOS ANÁLISIS

LISTA DE TABLAS

Tabla 2.1	Valores del coeficiente de respuesta β	25
Tabla 4.1	Características del hormigón	58
Tabla 4.2	Características del acero de las armaduras pasivas.....	58
Tabla 4.3	Coeficientes de simultaneidad	59
Tabla 4.4	Coeficientes de seguridad de acciones en ELU para situación accidental.....	59
Tabla 4.5	Recubrimientos mínimos	60
Tabla 4.6	Valores de la carga muerta.....	60
Tabla 4.7	Valores de la sobrecarga de uso.....	61
Tabla 4.8	Secciones de columnas para el edificio tipo 5U-S y 5U-C.....	64
Tabla 4.9	Dimensiones del forjado unidireccional del edificio tipo 5U-S y 5U-C.....	64
Tabla 4.10	Valores del coeficiente de respuesta β	66
Tabla 4.11	Coeficiente C según tipo de terreno.....	66
Tabla 4.12	Coeficiente Φ_k para cada planta del edificio tipo 5U-S y 5U-C	67
Tabla 4.13	Fuerza sísmica estática F_k por planta en el edificio tipo 5U-S y 5U-C	67
Tabla 4.14	Valores de los parámetros que describen el espectro de respuesta elástica tipo 1...	72
Tabla 4.15	Valores de los parámetros que describen el espectro de respuesta elástica tipo 2...	72
Tabla 4.16	Valores de los parámetros que describen el espectro de respuesta elástica vertical	72
Tabla 4.17	Dimensiones del forjado bidireccional del edificio tipo 5B-S y 5B-C	79
Tabla 4.18	Coeficiente Φ_k para cada planta del edificio tipo 5B-S y 5B-C.....	80
Tabla 4.19	Fuerza sísmica estática F_k por planta en el edificio tipo 5B-S y 5B-C	80
Tabla 4.20	Secciones de columnas para el modelo tipo 9U-S y 9U-C	83
Tabla 4.21	Datos del forjado unidireccional del edificio tipo 9U-S y 9U-C	83
Tabla 4.22	Coeficiente Φ_k para cada planta del edificio tipo 9U-S y 9U-C	84
Tabla 4.23	Fuerza sísmica estática F_k por planta en el edificio tipo 9U-S y 9U-C	84
Tabla 5.1	Deformación máxima del edificio 5U-S en la dirección X.....	114
Tabla 5.2	Esfuerzo cortante en uno de los pilares interiores de la planta baja del edificio 5U-S	114
Tabla 5.3	Cuadro de aceleraciones pico del terreno en diferentes municipios de la Región de Murcia	119

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1	Mapa de peligrosidad sísmica mundial.....	8
Figura 2.2	Transmisión de la energía de deformación desde el foco al basamento rocoso	9
Figura 2.3	Acelerograma del terremoto de Chi-Chi (Taiwán, 1999)	11
Figura 2.4	Gráfico indicativo del método de determinación del espectro de respuesta	15
Figura 2.5	Representación combinada de espectros en papel logarítmico. Registro de El Centro, EE.UU. (1940).....	17
Figura 2.6	Espectro de diseño de respuesta elástica tipo 1 para terrenos de tipo A a E (5 % de amortiguamiento)	19
Figura 3.1	Estructura modelada mediante elementos finitos	28
Figura 3.2	Dominio, contorno y condiciones de contorno de un elemento cualquiera en estudio	31
Figura 3.3	(a) Viga en voladizo. (b) Posible discretizado de la viga	31
Figura 3.4	Modelo de edificio en ETABS (a) Malla rectangular utilizada. (b) Vista 3D de vigas, columna y losas	38
Figura 3.5	Plantas y entrepisos correspondientes a cada nivel de piso	38
Figura 3.6	Orientación, ubicación y rotación positiva de los ejes locales en objetos de línea..	39
Figura 3.7	Orientaciones de los ejes locales en objetos de línea (a) En columnas. (b) En vigas. (c) En elementos inclinados	40
Figura 3.8	Rotación positiva de los ejes locales en objetos de área.....	40
Figura 3.9	Orientaciones de los ejes locales en objetos de área (a) En muros. (b) En losas. (c) En rampas	41
Figura 3.10	Plantillas de secciones para elementos tipo barra.....	43
Figura 3.11	Fuerzas internas en elementos diferenciales (a) En una membrana. (b) En una placa. (c) En una cáscara.....	44
Figura 3.12	Malla de elementos finitos en estructuras bidimensionales (a) En una membrana. (b) En una placa. (c) En una cáscara.....	45
Figura 3.13	Tipos de secciones de los elementos tipo cobertura (a) Cobertura rellena. (b) Cobertura sin rellena. (c) Losa maciza	46
Figura 3.14	Deformaciones internas de una losa ante diferentes tipos de carga (a) Losa cargada transversalmente. (b) Losa cargada en su propio plano	47
Figura 3.15	Malla de elementos finitos en estructuras bidimensionales.....	47
Figura 3.16	(a) Sentido positivo de las fuerzas y momentos en un objeto de punto. (b) Asentamiento en apoyo	50

Figura 4.1	Localización genérica de los edificios en estudio.....	56
Figura 4.2	Modelización de columnas cortas. (a) Vista en alzado de las restricciones introducidas en los pilares. (b) Menú de parámetros para restricciones en nodos...	61
Figura 4.3	Edificio tipo 5U-S y 5U-C. (a) Vista en planta. (b) Vista 3D.....	62
Figura 4.4	Edificio tipo 5U-S y 5U-C. (a) Alzado frontal. (b) Perfil lateral.....	63
Figura 4.5	Espectro de respuesta elástica según NCSE-02	68
Figura 4.6	Espectro de respuesta elástica según NCSE-02 normalizado	69
Figura 4.7	Espectro de respuesta elástica en aceleraciones según NCSE-02. Componente horizontal.....	69
Figura 4.8	Espectro de respuesta elástica en aceleraciones según NCSE-02. Componente vertical	70
Figura 4.9	Espectro de respuesta elástica según Eurocódigo 8	71
Figura 4.10	Espectro de respuesta elástica en aceleraciones tipo 1 según EC-8. Componente horizontal.....	73
Figura 4.11	Espectro de respuesta elástica en aceleraciones tipo 1 según EC-8. Componente vertical	74
Figura 4.12	Espectro de respuesta elástica en aceleraciones tipo 2 según EC-8. Componente horizontal.....	74
Figura 4.13	Espectro de respuesta elástica en aceleraciones tipo 2 según EC-8. Componente vertical	75
Figura 4.14	Fichero ASCII correspondiente al acelerograma del sismo de Lorca (2011).....	76
Figura 4.15	Acelerograma sismo Lorca (2011). Componente Norte-Sur	76
Figura 4.16	Acelerograma sismo Lorca (2011). Componente Este-oeste.....	77
Figura 4.17	Acelerograma sismo Lorca (2011). Componente vertical	77
Figura 4.18	Edificio tipo 5B-S y 5B-C. (a) Vista en planta. (b) Vista 3D	78
Figura 4.19	Edificio tipo 5B-S y 5B-C. (a) Alzado frontal. (b) Perfil lateral	79
Figura 4.20	Edificio tipo 9U-S y 9U-C. (a) Vista en planta. (b) Vista 3D.....	81
Figura 4.21	Edificio tipo 9U-S y 9U-C. (a) Alzado frontal. (b) Perfil lateral.....	82
Figura 5.1	Modelo de elementos finitos del edificio 5U-C.....	87
Figura 5.2	Desplazamientos máximos en la dirección X del edificio 5U-S según análisis dinámico lineal y no lineal.....	89
Figura 5.3	Diagrama de esfuerzos axiales. (a) Edificio 5U-S. (b) Edificio 5U-C	90
Figura 5.4	Comparativa de esfuerzos axiales en los pilares cortos de la planta baja de los edificios 5U-S y 5U-C	91
Figura 5.5	Diagrama de esfuerzos cortantes. (a) Edificio 5U-S. (b) Edificio 5U-C	93
Figura 5.6	Diagrama de momentos flectores. (a) Edificio 5U-S. (b) Edificio 5U-C	93
Figura 5.7	Desplazamientos por planta. (a) Edificio 5U-S. (b) Edificio 5U-C.....	95
Figura 5.8	Diagrama de esfuerzos cortantes. (a) Edificio 5U-S. (b) Edificio 5U-C	96
Figura 5.9	Diagrama de momentos flectores. (a) Edificio 5U-S. (b) Edificio 5U-C	96

Figura 5.10	Desplazamientos por planta. (a) Edificio 5U-S. (b) Edificio 5U-C.....	97
Figura 5.11	Comparativa de esfuerzos cortantes en el edificio 5U-S y 5U-C según análisis modal espectral (NSCE-02) y análisis dinámico no lineal (ADNL).....	98
Figura 5.12	Fallo por cortante de los pilares cortos en Lorca. (a) Desplome de un edificio. (b) Colapso de un pilar corto sin derrumbamiento del edificio.	99
Figura 5.13	Comparativa de momentos flectores en el edificio 5U-S y 5U-C según análisis modal espectral (NSCE-02) y análisis dinámico no lineal (ADNL).....	99
Figura 5.14	Comparativa de desplazamientos máximos positivos en la dirección X del edificio 5U-C según análisis modal espectral (NCSE-02) y análisis dinámico no lineal.....	101
Figura 5.15	Diagrama de esfuerzos cortantes. (a) Edificio 5B-S. (b) Edificio 5B-C.....	102
Figura 5.16	Diagrama de momentos flectores. (a) Edificio 5B-S. (b) Edificio 5B-C.....	102
Figura 5.17	Desplazamientos por planta. (a) Edificio 5B-S. (b) Edificio 5B-C	103
Figura 5.18	Diagrama de esfuerzos cortantes. (a) Edificio 5B-S. (b) Edificio 5B-C.....	104
Figura 5.19	Diagrama de momentos flectores. (a) Edificio 5B-S. (b) Edificio 5B-C.....	104
Figura 5.20	Desplazamientos por planta. (a) Edificio 5B-S. (b) Edificio 5B-C	105
Figura 5.21	Comparativa de esfuerzos cortantes en el edificio 5B-S y 5B-C según análisis modal espectral (NSCE-02) y análisis dinámico no lineal (ADNL).....	106
Figura 5.22	Comparativa de momentos flectores en el edificio 5B-S y 5B-C según análisis modal espectral (NSCE-02) y análisis dinámico no lineal (ADNL).....	107
Figura 5.23	Comparativa de desplazamientos máximos positivos en la dirección X del edificio 5B-C según análisis modal espectral (NCSE-02) y análisis dinámico no lineal.....	107
Figura 5.24	Diagrama de esfuerzos cortantes. (a) Edificio 9U-S. (b) Edificio 9U-C	108
Figura 5.25	Diagrama de momentos flectores. (a) Edificio 9U-S. (b) Edificio 9U-C	108
Figura 5.26	Desplazamientos por planta. (a) Edificio 9U-S. (b) Edificio 9U-C	109
Figura 5.27	Diagrama de esfuerzos cortantes. (a) Edificio 9U-S. (b) Edificio 9U-C	110
Figura 5.28	Diagrama de momentos flectores. (a) Edificio 9U-S. (b) Edificio 9U-C	110
Figura 5.29	Desplazamientos por planta. (a) Edificio 9U-S. (b) Edificio 9U-C	111
Figura 5.30	Comparativa de esfuerzos cortantes en los pilares de la planta baja de los edificios 9U-C y 9B-C según análisis modal espectral (NCSE-02) y análisis dinámico no lineal (ADNL).....	112
Figura 5.31	Comparativa de momentos flectores en los edificios 9U-C y 9B-C según análisis modal espectral (NCSE-02) y análisis dinámico no lineal (ADNL).....	113
Figura 5.32	Comparativa de desplazamientos máximos positivos en la dirección X del edificio 9U-C según análisis modal espectral (NCSE-02) y análisis dinámico no lineal.....	113
Figura 5.33	Comparativa de esfuerzos cortantes en los edificios 9U-C y 9B-C según análisis modal espectral (NCSE-02) y análisis dinámico no lineal (ADNL).....	116

Figura 5.34	Comparativa de desplazamientos máximos positivos en la dirección X del edificio 5U-C y el edificio 5B-C según el análisis dinámico no lineal.....	116
Figura 5.35	Espectros de respuesta elásticos horizontales según la norma NCSE-02 actual y en revisión.....	121
Figura 5.36	Espectros de respuesta elásticos verticales según la norma NCSE-02 actual y en revisión.....	121
Figura 5.37	Diagrama de esfuerzos cortantes. (a) Edificio 5U-C norma NCSE-02 actual. (b) Edificio 5U-C norma NCSE-02 en revisión.....	122
Figura 5.38	Diagrama de momentos flectores. (a) Edificio 5U-C norma NCSE-02 actual. (b) Edificio 5U-C norma NCSE-02 en revisión.....	122
Figura 5.39	Diagrama de esfuerzos cortantes. (a) Edificio 5U-C norma NCSE-02 en revisión. (b) Edificio 5U-C análisis dinámico no lineal	123
Figura 5.40	Diagrama de momentos flectores. (a) Edificio 5U-C norma NCSE-02 en revisión. (b) Edificio 5U-C análisis dinámico no lineal	123
Figura 5.41	Comparativa de esfuerzos cortantes en los pilares cortos del edificio 5U-C según el análisis modal espectral (AME) de la norma NCSE-02 actual y en revisión, y el análisis dinámico no lineal.....	125
Figura 5.42	Comparativa de momentos flectores en los pilares cortos del edificio 5U-C según el análisis modal espectral (AME) de la norma NCSE-02 actual y en revisión, y el análisis dinámico no lineal.....	125
Figura 5.43	Comparativa entre los desplazamientos máximos positivos en la dirección X según el análisis modal espectral (AME) de la norma NCSE-02 actual y en revisión, y el análisis dinámico no lineal (ADNL)	126
Figura 5.44	Expulsión de material del pilar debido a fallo por confinamiento insuficiente	127
Figura 5.45	Supresión de columnas cortas en edificios con semisótano. (a) Prolongación del muro. (b) Muros de mayor ancho	127
Figura 5.46	Columnas cortas debidas a particiones y cerramientos. (a) Coacción de muro formando un pilar corto. (b) Junta entre muro y pilares	128

LISTA DE SÍMBOLOS

MAYÚSCULAS ROMANAS

$A_{E,K}$	Valor característico de la acción sísmica.
B	Dimensión de las pantallas rigidizadoras, o de los planos triangulados, en el sentido de la oscilación.
C	Coefficiente del terreno.
E	Energía liberada en el foco del sismo. Módulo de elasticidad longitudinal.
E_s	Módulo de deformación longitudinal del acero.
F_e	Fuerza lateral suponiendo un comportamiento elástico de la estructura.
F_{ik}	Fuerza sísmica estática equivalente.
F_y	Fuerza lateral de diseño.
$G_{k,j}$	Valor característico de las acciones permanentes.
$G^*_{k,j}$	Valor característico de las acciones de valor no constante.
H	Altura de la edificación sobre rasante.
I	Intensidad del sismo.
K	Coefficiente de contribución.
K_{kj}	Rigidez de cada elemento resistente j en la dirección de la fuerza considerada.
L	Dimensión en planta de la edificación en el sentido de la oscilación.
M	Magnitud del sismo.
O	Origen de coordenadas.
P	Carga aplicada sobre la estructura.
P_k	Peso correspondiente a la masa m_k de la planta k .
$Q_{k,i}$	Valor característico de las acciones variables.
S	Coefficiente de amplificación del terreno.
S_a	Aceleración espectral absoluta.
S_d	Desplazamiento espectral relativo.
S_v	Velocidad espectral relativa.
S_{pa}	Pseudo aceleración espectral máxima absoluta.
S_{pv}	Pseudo velocidad espectral relativa.
$SRSS$	Raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de las fuerzas residuales.
T	Periodo de vibración.
T_A, T_B	Periodos característicos del espectro de respuesta.
T_F	Periodo fundamental.
T_i	Periodo del modo i .

V_{ik}	Cortante de la planta k .
X, Y, Z	Ejes de coordenadas. Variables coordenadas.

MINÚSCULAS ROMANAS

a_b	Aceleración sísmica básica.
a_c	Aceleración sísmica de cálculo.
b	Ancho.
d_{ij}	Elementos de la matriz de elasticidad para estados de tensión plana y deformación plana.
e	Espesor.
e_0	Excentricidad.
f_{11}, f_{22}, f_{12}	Factores de rigidez de membrana.
f_c	Resistencia a compresión del hormigón en el instante de aplicación de la carga.
f_{cd}	Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.
f_{ck}	Resistencia característica a compresión del hormigón.
f_{cm}	Resistencia media a compresión del hormigón.
f_r	Coefficiente de reducción por ductilidad.
f_u	Tensión de rotura.
f_y	Límite elástico del acero.
f_{yd}	Límite elástico de cálculo del acero.
f_{ya}	Límite elástico de cálculo del acero de las barras transversales.
g	Aceleración de la gravedad en la superficie de la Tierra, de valor $9,81 \text{ m/s}^2$.
h_k	Altura sobre rasante de la planta k .
i	Modo de vibración.
j	Un nodo de esquina de un elemento triangular.
k	Número de planta.
l	Longitud.
m	Masa.
m_{11}, m_{22}, m_{12}	Factores de rigidez de flexión.
n	Número de nodos del modelo. Número de elementos del modelo. Número de plantas sobre rasante.
p	Carga permanente.
q	Coefficiente de comportamiento.
q	Carga variable.
r	Coordenada cilíndrica radio.
r_{min}	Recubrimiento mínimo.
r_{nom}	Recubrimiento nominal.
s_{ik}	Coefficiente sísmico adimensional correspondiente a la planta k en el modo i .
t	Tiempo.

u	Desplazamiento horizontal.
u_e	Desplazamiento lineal equivalente, calculado en régimen elástico.
v	Un grado de libertad en cada nodo del elemento.
v_{I3}, v_{23}	Factores de rigidez al corte.
v_{gmax}	Velocidad máxima del suelo.
x, y, z	Ejes globales de un elemento. Variables coordenadas.

MAYÚSCULAS ROMANAS (VECTORES Y MATRICES)

B	Matriz que relaciona las deformaciones en los puntos del elemento con los desplazamientos nodales.
D	Vector de desplazamientos nodales.
F	Vector de fuerzas nodales.
K	Matriz de rigidez.
M	Matriz de masa consistente.
N	Vector de funciones de forma.
P	Matriz de cargas nodales consistente.
X	Vector de fuerzas de inercia.

MINÚSCULAS ROMANAS (VECTORES Y MATRICES)

d	Matriz de elasticidad para estados de tensión plana y deformación plana.
r	Vector de posición.
u	Campo de desplazamientos. Vector unitario a lo largo del eje coordenado X.
v	Vector unitario a lo largo del eje coordenado Y.
w	Vector unitario a lo largo del eje coordenado Z.

MAYÚSCULAS GRIEGAS

Δ	Incremento.
Σ	Suma.
Ω	Amortiguamiento.

MINÚSCULAS GRIEGAS

α	Coefficiente de dilatación térmica.
β	Coefficiente de respuesta. Coeficiente correspondiente al umbral inferior del espectro de cálculo horizontal.
γ	Coefficiente de seguridad.
γ_c	Coefficiente de seguridad de minoración de la resistencia del hormigón.
γ_s	Coefficiente de seguridad de minoración de la resistencia del acero pasivo y activo.
ε	Excentricidad.
η_{ik}	Factor de distribución correspondiente a la planta k , en el modo i .

μ	Coefficiente de comportamiento por ductilidad. Relación de armado.
ν	Coefficiente de Poisson. Factor de modificación del espectro en función del amortiguamiento.
ξ	Factor de amortiguamiento.
ρ	Coefficiente adimensional de riesgo.
σ	Tensión normal.
$\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$	Tensiones normales en ejes globales x, y, z .
τ_{xy}	Tensión tangencial en el plano xy .
ϕ_{ik}	Coefficiente de forma correspondiente a la planta k en el modo i .
ψ_0, ψ_1, ψ_2	Coefficientes de simultaneidad.
ω	Velocidad angular.

MINÚSCULAS GRIEGAS (VECTORES Y MATRICES)

ϵ	Vector de deformaciones.
σ	Vector de tensiones.

ACRÓNIMOS

ADNL	Análisis Dinámico No Lineal
AME	Análisis Matricial de Estructuras
AME	Análisis Modal Espectral
ASCE	American Standard Code for Information Interchange
CAD	Computer Aided Design
ETABS	Extended 3D Analysis of Building Systems
GSHAP	Global Seismic Hazard Assessment Program
JMA	Japan Meteorological Agency
MEF	Método de los Elementos Finitos
MM	Mercalli Modificada
MSK	Medvedev-Sponheuer-Karnik
PBSD	Performance Based Seismic Design
PGA	Peak Ground Acceleration
PTV	Principio de los Trabajos Virtuales
SEAOC	Structural Engineers Association of California

Capítulo 1

INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS

1.1 INTRODUCCIÓN

Tras la ocurrencia de eventos sísmicos es habitual detectar fallos en los pilares de los edificios debido al fenómeno comúnmente conocido como de *columna corta*. Este tipo de daños puede reducir de manera significativa la resistencia global de la estructura, con el consiguiente riesgo de colapso.

Los pilares cortos se presentan, con mayor frecuencia, en los edificios que cuentan con un semisótano, donde el forjado del suelo de la planta baja queda por encima de la cota del terreno. Es en ese espacio donde se forma el pilar corto, uniendo el muro de contención del terreno con el forjado.

Asimismo, las columnas cortas también se originan para salvar desniveles por inclinación del terreno a la cota de cimentación, o por forjados dispuestos a niveles intermedios y que comparten un mismo pilar, o en pilares interrumpidos por losas de escaleras.

La presencia de pilares cortos en edificios perjudica gravemente su comportamiento ante cargas dinámicas, comprometiendo en gran medida su integridad, y pudiendo ser la causa directa de fallos estructurales fatales para el edificio.

La reducida longitud de estos pilares, en comparación con el resto de soportes que sustentan el edificio, les otorga una rigidez mucho mayor. Por tanto, al ser más rígidos, resisten un porcentaje más elevado de las cargas que solicitan a la estructura. Durante la aparición del sismo se producirá en los pilares cortos una elevada concentración de esfuerzos, sobre todo esfuerzos cortantes, que pueden llegar a sobrepasar su capacidad resistente, con el consecuente fallo estructural.

Este fenómeno también puede abordarse desde un punto de vista energético, donde la mayor rigidez de estos pilares con respecto al resto -más esbeltos- implica un incremento de las tensiones para poder absorber la energía de deformación, pudiendo ser insuficiente su sección y armado.

La solución a este problema consistiría en realizar intervenciones en estos edificios encaminadas a la supresión de los pilares cortos, reduciendo de ese modo las concentraciones de tensiones y logrando un mayor reparto en la disipación de la energía.

Estos supuestos teóricos se manifestaron durante los terremotos de Lorca del 11 de mayo de 2011. En este municipio, al igual que en muchos otros de la Región de

Murcia y del resto de España, gran parte de las edificaciones presentan pilares cortos en sus estructuras. Las observaciones de campo realizadas durante los trabajos de evaluación estructural de daños en los días siguientes a los terremotos, pusieron de manifiesto el problema -desde el punto de vista del diseño sísmico- que supone el empleo de pilares cortos en la construcción de edificios.

Se espera que el estudio realizado contribuya a un mayor conocimiento de la materia, en caso de que las administraciones y organismos competentes promuevan campañas de eliminación de estos elementos para lograr una mayor seguridad frente al sismo.

La metodología empleada en la consecución del objetivo propuesto se ha basado en estudios computacionales de tres edificios tipo, mediante la modelización de los mismos en el programa de análisis estructural mediante el Método de los Elementos Finitos, ETABS. Los tres edificios comparten su dimensión en planta (20x10 m) pero presentan diferente altura, tipo de forjado y secciones de elementos estructurales. Su denominación y características son las siguientes:

- Edificio 5U-S y 5U-C: planta baja + 4, con forjado unidireccional.
- Edificio 5B-S y 5B-C: planta baja + 4, con forjado reticular.
- Edificio 9U-S y 9U-C: planta baja + 8, con forjado unidireccional.

Se realizan dos modelos de cada edificio, uno con pilares cortos (modelo C) y otro sin ellos (modelo S), teniendo en cuenta las técnicas de intervención para eliminarlos.

Se han seleccionado estas tipologías constructivas ya que son las más frecuentes en el sureste español, con el fin de realizar análisis sobre supuestos que se acerquen lo máximo posible a la realidad.

Se proponen tres métodos de análisis para los modelos generados: el primero consiste en aproximar el comportamiento dinámico de la estructura mediante el método de las fuerzas equivalentes descrito en la norma NCSE-02 y en el Eurocódigo 8, a través de un cálculo elástico y lineal; el segundo método se basa en un análisis modal espectral de los edificios empleando espectros de respuesta, siguiendo la metodología recogida en las normas anteriores; finalmente, se realiza un análisis dinámico directo haciendo uso del acelerograma correspondiente al sismo de Lorca de 2011.

Así pues, se someten todos los modelos a los diferentes métodos de análisis para obtener su respuesta estructural al introducir la acción sísmica. De esta manera, se puede estudiar y comparar los distintos resultados, estableciendo a continuación las conclusiones más determinantes.

1.2 OBJETIVOS

Los objetivos planteados en este estudio son:

- Revisión bibliográfica de los principios de dinámica de estructuras.

- Revisión bibliográfica de los fundamentos de ingeniería sísmica, concretamente de las teorías y métodos de análisis sísmico.
- Estudio de la normativa referente a edificación, hormigón estructural y diseño sismorresistente.
- Investigación sobre las tipologías constructivas en el sureste español y selección de los edificios que serán objeto de análisis.
- Aprendizaje en el manejo del programa ETABS de elementos finitos.
- Modelización de los edificios seleccionados en ETABS.
- Análisis de los modelos generados de acuerdo a los tres métodos de estudio propuestos: método de las fuerzas equivalentes, análisis modal espectral y análisis dinámico no lineal.
- Comparación y discusión de resultados.
- Conclusiones.

1.3 ORGANIZACIÓN DEL PROYECTO

El trabajo se ha estructurado en los capítulos que se referencia a continuación.

En el *Capítulo 2* se exponen los fundamentos básicos de ingeniería sísmica, tratando, en primer lugar, los principios elementales de sismología. A continuación, se presentan los diferentes métodos de análisis que existen en la actualidad para caracterizar la acción sísmica.

En el *Capítulo 3* se describe el método numérico general para la aproximación de soluciones de ecuaciones diferenciales parciales conocido como Método de los Elementos Finitos o MEF, implementado en el programa computacional ETABS, que se utiliza para el análisis de los modelos de los edificios. A continuación, se exponen las posibilidades que ofrece ETABS y se detallan los diferentes elementos que lo integran.

En el *Capítulo 4* se presentan los tres edificios tipo que se han elegido para su estudio, indicando sus principales características: tipología, dimensiones, ubicación, secciones de elementos estructurales y materiales. Posteriormente, se detallan los cálculos que han sido necesarios en cada supuesto para hallar las diferentes fuerzas, funciones y acelerogramas requeridos para realizar su análisis mediante ETABS.

En el *Capítulo 5* se exponen los resultados obtenidos a partir del análisis modal espectral según la norma NCSE-02 y el análisis dinámico no lineal en base al acelerograma del sismo de Lorca de 2011 para los seis modelos en estudio. Para cada uno de ellos se muestran los diagramas de esfuerzos cortantes, diagramas de momentos flectores y máximos desplazamientos en la dirección X. También se estudian las repercusiones que introduce la revisión que se está realizando de la norma NCSE-02, así como la influencia que tiene la tipología edificatoria en la respuesta sísmica de los edificios. Finalmente, se presentan una serie de recomendaciones constructivas para resolver o mitigar los problemas que provocan las columnas cortas.

Por último, en el *Capítulo 6* se exponen las conclusiones, así como algunas líneas para posibles trabajos futuros.

1.4 MEDIOS UTILIZADOS

Los medios utilizados en la realización del proyecto han sido:

- *Ordenador*: Procesador Intel Quad Core i5 a 2,66 GHz, 8 GB de RAM y disco duro de 1 TB.
- *Sistema operativo*: Microsoft Windows 7 x64 Ultimate.
- *Software*: Microsoft Office 2010, ETABS 2013 y Autocad 2013. Es de destacar la utilización del programa ETABS de elementos finitos para modelar los edificios estudiados, someterlos a diferentes métodos de análisis y hallar los resultados finales, conociendo así la respuesta sismorresistente que presentan y, en particular, el comportamiento de los pilares cortos presentes en su esquema estructural.
- *Impresora*: Modelo Canon Pixma MX310.

Capítulo 2

FUNDAMENTOS DE INGENIERÍA SÍSMICA

2.1 INTRODUCCIÓN

Las estructuras están sometidas a lo largo de su vida útil a multitud de cargas de diversa índole, siendo el sismo la más importante entre todas ellas debido a sus devastadores efectos. Los terremotos se pueden definir como movimientos caóticos en la corteza terrestre, caracterizados por una variación en el tiempo de sus amplitudes y frecuencias. Estos impredecibles desastres naturales conllevan un gran número de pérdidas humanas cuando se producen en regiones cuyas construcciones no cuentan con un diseño sismorresistente adecuado, así como elevados costes económicos en la práctica totalidad de los casos debido a los trabajos post-sismo de refuerzo, reparación y reconstrucción de las estructuras dañadas.

En promedio, cada año ocurre un terremoto de 8 grados de magnitud en algún lugar del planeta y casi 10000 personas fallecen anualmente por dicha causa. Las edificaciones que se derrumban son las responsables, con diferencia, de la mayor parte de las víctimas, pero la destrucción se agrava por los deslizamientos, incendios, inundaciones o tsunamis que acompañan al sismo. Además, las réplicas más pequeñas que ocurren en los días posteriores a un gran terremoto pueden complicar las operaciones de rescate y provocar más muertes y destrucción.

Desde la antigüedad hasta la edad media se les dio a los terremotos una explicación mítica, relacionada al castigo o a la ira divina. Generalmente estaba asociada a criaturas fantásticas que residían en el interior de la Tierra, que provocaban los sismos al moverse. Los primeros historiadores y filósofos ya intentaron abandonar las explicaciones mitológicas y encontrar una justificación racional para el fenómeno sísmico, basándolo en causas naturales, sin embargo, en la mayoría de casos, sus hipótesis hacían uso de una exagerada imaginación.

La Geofísica es un área de investigación que aglutina distintas disciplinas que se encargan del estudio de la Tierra desde el punto de vista de la física. Comprende todo lo relacionado con su estructura, morfología, evolución y dinámica. Una de las ramas de la Geofísica la constituye la Sismología, que es la ciencia que se ocupa del estudio de los terremotos y sus fenómenos conexos, la generación, propagación y registros de las ondas elásticas en la Tierra, y de las fuentes que las provocan.

Es a partir del estudio de la propagación de las ondas elásticas en el interior del planeta el que ha permitido desvelar la estructura de su interior, las zonas que lo componen, la estimación de densidades y constantes elásticas y la identificación de los procesos dinámicos activos que se producen constantemente en él.

Hasta el año 1750, cuando una serie poco habitual de cinco sismos fuertes afectaron Inglaterra, las observaciones empíricas efectuadas sobre los efectos de los terremotos fueron casi nulas. Se puede considerar como el punto de partida de la Sismología moderna el 1 de noviembre de 1755, en que una serie de sismos en Lisboa (Portugal) produjeron una ola generalizada de interés científico que da comienzo al verdadero estudio del origen de los sismos.

Este sismo generó un tsunami que produjo olas de hasta seis metros de altura en Lisboa, llevando a la muerte a más de 60000 personas tan sólo en esta ciudad. Los científicos han estimado una magnitud de 9, con epicentro a 200 km al SO de Portugal. Las descripciones realizadas sobre este terremoto, tanto en el arte como en la literatura, se mantuvo durante siglos, llegando a conocerse como el “gran terremoto de Lisboa”, puesto que en su época fue un acontecimiento trascendental en la historia europea.

Antes del sismo de Lisboa, los académicos habían recurrido casi en exclusiva a los escritos elaborados por Aristóteles, Plinio y otros autores antiguos. Desde este suceso, se descartaron los trabajos anteriores y se comenzó a enfatizar en ideas fundamentadas en observaciones más modernas. Se inició la elaboración de catálogos de los sismos en base a las fechas y lugares de ocurrencia, así como el estudio de los efectos físicos de los sismos, siendo dos de los pioneros John Michell en Inglaterra y Elie Bertrand en Suiza.

Estos estudios científicos que acababan de iniciarse se incrementaron en número tras la ocurrencia de varios terremotos catastróficos, como el sucedido en Calabria en 1783, que acabó con la vida de 35000 personas al sur de Italia.

A comienzos de 1800, Cauchy, Poisson, Stokes, Rayleigh y otros, postulan la teoría de propagación de las ondas elásticas en materiales sólidos. Describen las ondas de cuerpo primeras y secundarias (ondas P y S), y las ondas superficiales.

En 1857, un ingeniero de origen irlandés, Robert Mallet, viaja a Italia para estudiar los daños provocados por un sismo cerca de Nápoles. Su investigación es considerada como el primer intento llevado a cabo con cierta rigurosidad, en la sismología observacional, postulando criterios básicos para la realización de estudios en este campo.

Por otro lado, en 1881, Mine y Gray realizan aportaciones con sus experimentos sobre el modo de propagación de las ondas elásticas, de la misma manera que el físico Strutt (Barón de Rayleigh) en 1885, y el geofísico Love, en 1911, que desarrollaron modelos matemáticos para las ondas superficiales que llevan sus nombres. A su vez, Alfred Wegener desarrolla en 1910 la hipótesis de la deriva continental.

En 1935, el sismólogo Charles Richter propone, junto con el germano-estadounidense Beno Gutenberg, una escala de magnitud para especificar el tamaño de los terremotos en el sur de California.

La Sismología moderna tuvo un importante avance a partir del descubrimiento del núcleo interno sólido de la Tierra, realizado por la sismóloga danesa Inge Lehmann en 1936 y, posteriormente, con la interpretación de la expansión y subducción de los fondos oceánicos con la que contribuyó el geólogo Harry Hess en 1960 y las conclusiones publicadas en 1965 por el geofísico canadiense Tuzo Wilson que dieron origen al término “tectónica de placa”, empleado para desarrollar el concepto de la expansión del fondo oceánico.

2.2 ASPECTOS BÁSICOS DE SISMOLOGÍA

2.2.1 Sismicidad

La importancia de un terremoto se relaciona con su probabilidad de ocurrencia, esto es, la sismicidad de la zona. Es tarea de la sismología el estudio en detalle de la generación y propagación de los terremotos, así como sus mecanismos de rotura y otros aspectos, estudiando con este fin los efectos que provocan incluso pequeños temblores que apenas causan respuesta estructural. La ingeniería sísmica se encarga, por su parte, de los efectos locales de los grandes terremotos que sí generan daños estructurales.

Es preciso analizar la información existente sobre terremotos históricos y los movimientos sísmicos registrados por las redes de sismógrafos o acelerómetros si se pretende conocer la sismicidad de una determinada zona. A modo de ejemplo, en China se disponen de datos sísmicos con una antigüedad de 3000 años. En Estados Unidos se cuenta con una red de registro sísmico muy completa desde principios de 1960.

Si se analizan los mapas de sismicidad histórica, se tiene constancia de que la probabilidad de ocurrencia de grandes terremotos no se distribuye de manera equitativa por toda la Tierra, sino que existen áreas de concentración.

La roca superficial que conforma la corteza terrestre se divide en varias placas en constante movimiento provocado por el calentamiento del manto sobre el que flotan producido por la radioactividad (Teoría de Hass, 1962). Los terremotos se concentran en zonas que suelen coincidir con los contornos de estas placas tectónicas y con la posición de los volcanes activos del planeta. Esto se debe al hecho de que las causas de los terremotos y de las erupciones volcánicas están fuertemente relacionadas con el proceso tectónico de la Tierra.

Las zonas activas más importantes en el mundo corresponden al Cinturón Circumpacífico, que se extiende a lo largo del continente americano, desde Alaska hasta Chile, y el cinturón que discurre a través de las Azores, Gibraltar, Italia, Grecia, Turquía, India y China.

En la Figura 2.1 se representa un mapa de peligrosidad sísmica mundial realizado por el Global Seismic Hazard Assessment Program GSHAP.

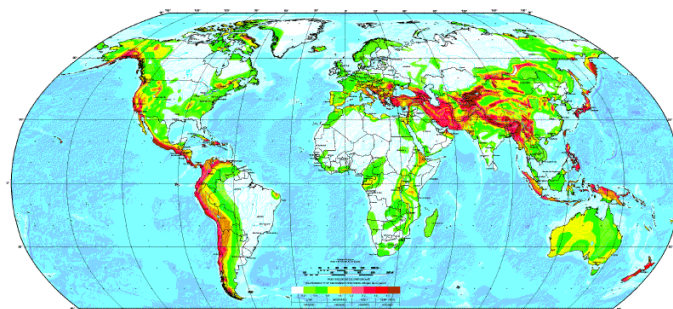


Figura 2.1 Mapa de peligrosidad sísmica mundial (Fuente: GSHAP, 1999)

Los terremotos pueden clasificarse en dos tipos atendiendo a su origen: los terremotos surgidos en zonas interplacas, y los terremotos originados en zonas intraplacas. En cuanto a los primeros, las áreas de contacto entre placas conforman grandes fallas geológicas provocadas por rotura de la masa rocosa debida a deformaciones que exceden la capacidad de deformación de material. Si estas fallas se encuentran activas pueden ocasionar terremotos.

La rotura de una falla se da cuando las tensiones acumuladas traspasan el límite de resistencia del material. Cuando se produce la fractura se libera una enorme cantidad de energía de deformación almacenada a lo largo de decenas o centenares de años, que se extiende mediante ondas elásticas que irradian en todas direcciones. Los terremotos intraplacas no se asocian a fallas activas y su estudio resulta más complejo.

En la Figura 2.2 se representa un esquema que muestra el modo en que la energía de deformación generada por un terremoto se transmite por el medio. Las ondas de desplazamiento que pasan por un lugar determinado del territorio son lo que se conoce propiamente como terremoto. El foco o hipocentro es el punto del interior de la corteza terrestre por donde la falla comienza a romper. El epicentro es la proyección del foco en la superficie terrestre. A la distancia entre foco y epicentro se le denomina profundidad focal. La distancia focal y la distancia epicentral miden la distancia existente entre una cierta estación o zona de la superficie terrestre con el foco y epicentro, respectivamente. A las zonas generadoras de terremotos se las conoce como sismogénicas. Cada zona sismogénica se corresponde, en general, con una o varias fallas activas.

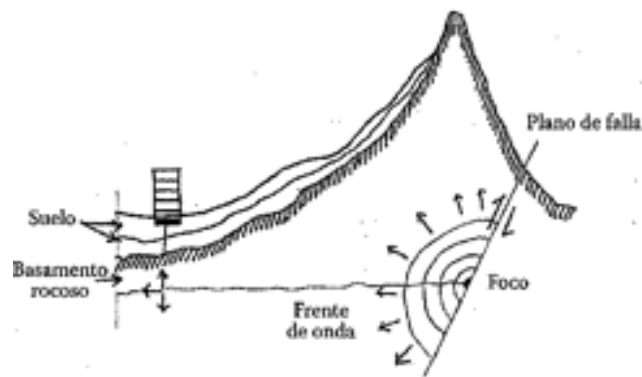


Figura 2.2 Transmisión de la energía de deformación desde el foco al basamento rocoso
(Fuente: Benavent, 2010)

2.2.2 Principales parámetros de los terremotos

El tamaño o alcance de un terremoto puede medirse de diferentes formas. Entre ellas, las más importantes son la magnitud de Richter y la intensidad.

La magnitud de Richter (M) puede definirse como la máxima amplitud de un registro sísmico a 100 km de distancia detectado con un sismógrafo. Se trata de una medida objetiva que puede relacionarse de forma empírica con la energía E liberada en el foco a través de la ecuación (2.1)

$$\log E = 11,8 + 1,5 M \quad (2.1)$$

Esta escala define el tamaño del sismo bajo términos de energía liberada en el punto de generación, sin embargo, no puede relacionarse directamente con los daños que puede causar en un cierto lugar ya que no tiene en cuenta la distancia a la que se encuentra éste del foco.

Para poder cuantificar los daños que produce un terremoto en un lugar determinado se utilizan las escalas de intensidad (I). Se trata de medidas subjetivas, que no pueden emplearse directamente en el cálculo. Las más conocidas son la MM (de mayor uso en América), la MSK (Europa) y la JMA japonesa, existiendo una equivalencia entre ellas. Los daños más importantes comienzan a partir de $I = 8$ en las dos primeras y de $I = 5$ en la tercera.

2.2.3 Peligrosidad, vulnerabilidad y riesgo sísmico

Se define peligrosidad sísmica o sismicidad de una zona como una descripción de los efectos producidos por los terremotos en su suelo. La sismicidad constituye la probabilidad de ocurrencia, en un periodo de tiempo dado y para un cierto lugar, de un terremoto de intensidad determinada. Estos efectos se suelen representar en términos de aceleración, velocidad o desplazamiento del suelo de esa zona a causa del sismo, o de intensidad macrosísmica.

Se deben estudiar los fenómenos que suceden desde el foco hasta la zona donde se pretende realizar una evaluación de la peligrosidad sísmica que presenta. La

peligrosidad de un lugar es independiente de las posibles construcciones que puedan existir sobre su suelo.

Por otra parte, la vulnerabilidad sísmica de una estructura se define como la medida del grado de daño que padece si es sometida a un sismo de características dadas. Se trata de una propiedad propia de la estructura y, por ello, independiente de la peligrosidad sísmica de la zona donde se encuentre. Por ello, un mismo edificio tendrá la misma vulnerabilidad sísmica tanto si está cimentado en suelo australiano, de baja sismicidad, como si lo está en terreno japonés de alta sismicidad.

Por último, se define al producto de la peligrosidad y la vulnerabilidad como riesgo sísmico (específico).

El objetivo primordial de la ingeniería sísmica gira en torno al estudio del potencial destructivo de los terremotos, esto es, el efecto de carga que provocan sobre las construcciones. Los mayores esfuerzos de investigación se han centrado en encontrar una interpretación que acepte la comunidad científica acerca de cómo afecta el movimiento del suelo que se experimenta durante la ocurrencia de un sismo a las estructuras.

Existen diferentes métodos de caracterizar o determinar el efecto de carga de los sismos sobre las estructuras. Entre ellos se encuentran:

- El análisis dinámico directo, utilizando acelerogramas.
- El análisis modal espectral, que emplea espectros elásticos de respuesta.
- Los métodos de proyecto basados en el balance energético de Housner-Akiyama, mediante espectros de input de energía.
- El análisis lineal estático: el nivel más elemental de análisis, en el que las cargas dinámicas que provoca el terremoto se modelizan mediante cargas estáticas equivalentes aplicadas en distintos puntos de la estructura.
- Análisis estático no lineal: comúnmente conocido como Pushover, en el que se somete a la estructura a un patrón de cargas laterales, las cuales se van incrementando hasta llevarla a un cierto nivel de sollicitación o a la formación de un mecanismo.

Se expondrá para cada uno de ellos los métodos que permiten la obtención de la respuesta dinámica, mediante la cual puede abordarse el proyecto adecuado de las estructuras con el fin de que presenten un comportamiento adecuado frente a sismos de una cierta severidad.

2.3 CÁLCULOS DINÁMICOS DIRECTOS

2.3.1 Acelerogramas naturales

La forma más directa de definir un sismo natural es a través de registros de la aceleración del suelo, también llamados acelerogramas. El acelerograma indica el valor de la aceleración del suelo a ciertos intervalos de tiempo. Los acelerogramas históricos

son registrados a través de un instrumento de medición conocido como acelerógrafo, que entrega datos habitualmente de tres componentes traslacionales del movimiento del suelo. NS (norte-sur), EW (este-oeste) y UP (vertical)). En la Figura 2.3 se representan a modo ilustrativo los acelerogramas del sismo de Chi-Chi (Taiwan, 1999).

Los aspectos más destacables de los acelerogramas atendiendo a su capacidad de excitación de la estructura son (Benavent, 2010):

- La amplitud del acelerograma, que se puede caracterizar por el valor máximo de la aceleración del suelo PGA (*peak ground acceleration*).
- El contenido de frecuencia, que se puede calcular contando el número de veces que se cruza el valor 0 en un segundo.
- La duración, que se puede determinar midiendo el tiempo que pasa entre dos picos determinados del acelerograma.

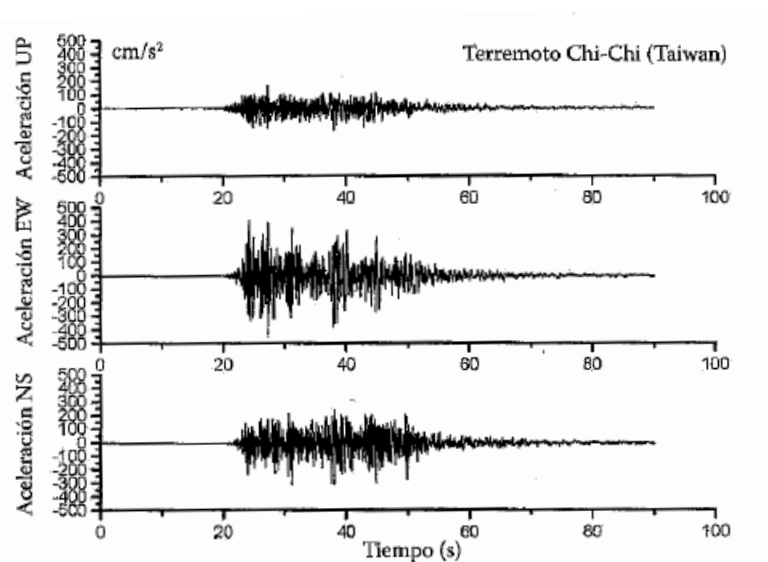


Figura 2.3 Acelerograma del terremoto de Chi-Chi (Taiwán, 1999) (Fuente: Benavent, 2010)

Una vez conocido el acelerograma, es posible calcular con precisión la respuesta de la estructura frente a sismo empleando un cálculo dinámico directo.

2.3.2 Acelerogramas sintéticos

Con bastante frecuencia, la zona en la que se va a proyectar la estructura no cuenta con suficientes registros de acelerogramas naturales, lo que puede solucionarse mediante la “construcción” de los mismos. Estos acelerogramas no naturales se conocen como acelerogramas sintéticos.

Si se van a usar acelerogramas sintéticos en el cálculo sísmico de estructuras, éstos han de cumplir con unos determinados requisitos para que se ajusten a la normativa sísmica de la zona. Un tipo de acelerograma sintético es el conocido como “ruido blanco” modificado usando filtros como el de Kanai-Tajimi, que alteran el

contenido de frecuencias para ajustarlo a las características globales y locales de la región.

2.3.3 Obtención de la respuesta sísmica mediante cálculos dinámicos directos

En el sector profesional, el cálculo dinámico directo se emplea, habitualmente, en los siguientes casos:

- Cuando se requiere estudiar cómo se comporta la estructura en el rango no lineal, donde no son válidos los métodos basados en los espectros elásticos de respuesta.
- Cuando la estructura presenta un carácter complejo y no es recomendable la aproximación mediante la combinación de las respuestas de diferentes modos de vibración.

Cuando se pretende proyectar una estructura a través de cálculos dinámicos directos, los pasos a seguir son, en general, los siguientes:

- Se deben seleccionar varios acelerogramas (naturales o sintéticos) que presenten un contenido de frecuencias parecido al que se puede esperar de la zona de proyecto. Las normas sísmicas de cada región establecen, normalmente, el número mínimo de acelerogramas que deben emplearse en un cálculo sísmico.
- Seguidamente, se deben escalar los acelerogramas escogidos a un nivel determinado por la normativa sísmica que se esté siguiendo. En la práctica, la forma más habitual de proceder es escalar a una cierta aceleración máxima del suelo. No obstante, en el rango no lineal escalar la aceleración no es lo más aconsejable puesto que el daño estructural está relacionado en mayor proporción con otros parámetros tales como la velocidad, el input de energía sísmica, la intensidad de Housner, etc. De este modo, los acelerogramas que se emplean se compatibilizan con las normas que se han de cumplir en la región de proyecto.
- Se construye un modelo numérico (lineal o no) de la estructura y se calcula la respuesta para cada uno de los acelerogramas escogidos.
- Se obtienen, para cada acelerograma, las solicitaciones características en la estructura y se promedian para obtener las solicitaciones de cálculo. Por último, se comparan las solicitaciones resultantes del cálculo con las resistencias definidas para la estructura en el modelo numérico.

El cálculo dinámico directo presenta como mayor ventaja frente a otros métodos de análisis la posibilidad de obtener de manera muy precisa la respuesta de una estructura sometida a sismo. A través de un proceso de síntesis de los resultados de varios cálculos dinámicos directos, es posible obtener pautas de comportamiento de las estructuras, en base a los cuales pueden formularse estrategias y métodos más simples de proyecto sismorresistente.

Por otro lado, el cálculo dinámico directo también presenta inconvenientes. En primer lugar, exige un procedimiento muy cuidadoso de cálculo que requiere especialización y sólo está justificado en edificios singulares como centrales nucleares, hospitales, etc.

Además, es preciso dimensionar previamente la estructura para poder generar el modelo numérico, lo que lo convierte más en un método de comprobación de estructuras ya definidas que en un método de proyecto.

Finalmente, a pesar de que una estructura presente un comportamiento correcto frente a un cierto grupo de acelerogramas no puede garantizar que se repita ante un terremoto futuro cualquiera, puesto que la probabilidad de que un mismo sismo se repita con idénticas características es muy baja.

Por tanto, emplear un gran número de acelerogramas en la definición de la acción sísmica es el único modo de garantizar un buen proyecto sismorresistente.

2.4 ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL

2.4.1 Introducción

Mediante el cálculo dinámico directo se puede obtener la respuesta “exacta” de una estructura frente a cargas sísmicas definidas previamente en base a acelerogramas. El proyecto estructural adecuado con el uso de este método de cálculo requiere la utilización de un elevado número de acelerogramas, lo que deriva en un gran esfuerzo de cálculo que sólo está justificado en estructuras de importancia singular o en el desarrollo y validación de métodos más simples.

Los espectros elásticos de respuesta constituyen otra manera de caracterizar el efecto de carga del sismo, permitiendo realizar el cálculo sísmico de una construcción de modo mucho más simple que mediante el cálculo dinámico directo.

Los espectros elásticos empleados en este método de análisis representan, para una determinada región, la envolvente de los valores máximos de respuesta para un grupo de sismos similares a los que se espera que actúen en dicha zona.

Al método de los espectros de respuesta también se le conoce como análisis modal espectral, lo que no debe confundirlo con los métodos de superposición modal. En el método de superposición modal, la ecuación del movimiento del sistema se desacopla expresando los desplazamientos en coordenadas normales, se calculan las respuestas que corresponden a cada modo de vibración y se superponen. De esta forma se obtiene la respuesta total de la estructura para cada instante temporal.

El método de los espectros elásticos de respuesta emplea el concepto de desacoplamiento modal del método de superposición modal, sin embargo, no entrega la respuesta “exacta” para cada instante, sino la respuesta máxima aproximada. En este método de análisis, primeramente se calcula la respuesta máxima de la estructura en cada modo de vibración y, más tarde, se combinan las respuestas máximas en cada

modo a través de unas reglas aproximadas que permiten estimar la respuesta máxima total.

Es importante destacar que en el análisis modal espectral las respuestas para cada modo no se “superponen” sino que se combinan mediante la aplicación de determinadas reglas con fundamento físico y/o probabilístico.

La importancia de los espectros en el diseño de estructuras radica en el hecho de que estos gráficos condensan la compleja respuesta dinámica en un parámetro clave: los valores de respuesta máxima, que son habitualmente los que requiere el proyectista que calcula la estructura. No obstante, debe subrayarse que los espectros de respuesta omiten información importante debido a que los efectos del sismo sobre la estructura dependen no sólo de la respuesta máxima sino también de la duración del movimiento y del número de ciclos con demanda significativa de desplazamientos.

2.4.2 Espectros elásticos de respuesta para un sismo determinado

Para explicar de manera conceptual el procedimiento de construcción del espectro de respuesta de un terremoto determinado, se debe considerar una serie de estructuras de un grado de libertad u osciladores simples con diferentes periodos de vibración, T , y con igual factor de amortiguamiento, ξ (Figura 2.4). Si se someten todos los osciladores a la acción del mismo sismo (empleando el registro de aceleraciones, $\ddot{u}_g(t)$ del sismo dado), cada uno de ellos tendrá una respuesta distinta, la cual puede representarse, por ejemplo, a través de la historia de desplazamientos, $u(t)$ (Crisafulli y Villafañe, 2002).

Una vez calculada la respuesta de los osciladores se puede determinar el valor máximo (en valor absoluto, ya que el signo no es de importancia) de cada uno de ellos y representarlos en un gráfico en función del periodo de vibración, obteniendo así el espectro de respuesta del terremoto estudiado. Es decir, que la respuesta máxima de cada oscilador con periodo T representa un punto del espectro.

A continuación se desarrolla en detalle el procedimiento de cálculo anterior. Considérese un sistema de un grado de libertad elástico y lineal de periodo fundamental T y sometido a un determinado sismo caracterizado a través de su acelerograma $\ddot{u}_g(t)$. La ecuación diferencial que rige el movimiento del sistema es

$$m(\ddot{u}_g + \ddot{u}) + c\dot{u} + ku = 0 \quad (2.2)$$

La suma $(\ddot{u}_g + \ddot{u}) = \ddot{u}^t$ es la aceleración absoluta \ddot{u}^t de la masa, esto es

$$m\ddot{u}^t + c\dot{u} + ku = 0 \quad (2.3)$$

Operando, puede reescribirse la ecuación (2.2) de la siguiente forma:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = -m\ddot{u}_g \quad (2.4)$$

La ecuación (2.4) entrega los mismos desplazamientos que la ecuación (2.2), pero puede interpretarse como la ecuación de un sistema ficticio de un grado de libertad con el

suelo fijo y sometido a una fuerza exterior, ficticia también, de valor $p(t) = -m\ddot{u}_g$. A esta fuerza $p(t)$ se le llama “fuerza sísmica”.

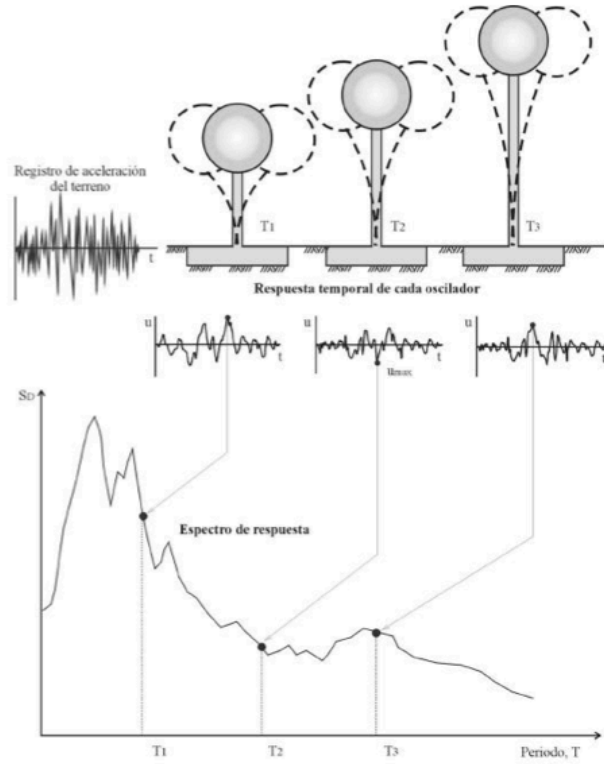


Figura 2.4 Gráfico indicativo del método de determinación del espectro de respuesta (Fuente: Crisafulli y Villafañe, 2002)

La solución a la ecuación diferencial (2.2) se puede obtener en el dominio del tiempo empleando la integral de Duhamel, que para el caso general de un sistema con amortiguamiento es:

$$u(t) = -\frac{1}{m\omega_D} \int_0^t m\ddot{u}_g(\tau) \sin(\omega_D(t-\tau)) e^{-\xi\omega(t-\tau)} d\tau \quad (2.5)$$

Si se deriva la ecuación anterior una vez respecto al tiempo se obtiene la velocidad:

$$\dot{u}(t) = \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) \cos(\omega_D(t-\tau)) e^{-\xi\omega(t-\tau)} d\tau - \frac{\xi\omega}{\omega_D} \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) \sin(\omega_D(t-\tau)) e^{-\xi\omega(t-\tau)} d\tau \quad (2.6)$$

Sustituyendo $u(t)$ y $\dot{u}(t)$ en la ecuación (2.3) se llega a:

$$\ddot{u}'(t) = \left(\frac{2\xi^2\omega^2}{\omega_D} - \frac{\omega^2}{\omega_D} \right) \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) \sin(\omega_D(t-\tau)) e^{-\xi\omega(t-\tau)} d\tau - 2\xi\omega \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) \cos(\omega_D(t-\tau)) e^{-\xi\omega(t-\tau)} d\tau \quad (2.7)$$

Las ecuaciones (2.5), (2.6) y (2.7) entregan el valor exacto del desplazamiento, la velocidad y la aceleración absoluta para cada instante temporal. No obstante, desde el

punto de vista del proyecto estructural sólo interesa, habitualmente, conocer los valores absolutos máximos de $u(t)$, $\dot{u}(t)$ y $\ddot{u}(t)$, que se definen de la siguiente manera:

$\max\{u(t)\} = S_d$: Desplazamiento espectral relativo

$\max\{\dot{u}(t)\} = S_v$: Velocidad espectral relativa

$\max\{\ddot{u}(t)\} = S_a$: Aceleración espectral absoluta

Si se observan las ecuaciones (2.5), (2.6) y (2.7) y se recuerda que $\omega_d = \omega\sqrt{1 - \xi^2}$, se deduce que en general S_d , S_v y S_a son función de ω y de ξ . La obtención de estos parámetros de manera individual para cada sismo es demasiado laborioso, así que se introducen simplificaciones que posibilitan la obtención de relaciones sencillas entre ellos.

La primera simplificación se basa en que, para ξ pequeños $\omega_D = \omega$, con lo cual, haciendo $\omega_D = \omega$ en las ecuaciones (2.5), (2.6) y (2.7) se obtiene:

$$u(t) = -\frac{1}{m\omega_D} \int_0^t m\ddot{u}_g(\tau) \sin(\omega(t-\tau)) e^{-\xi\omega(t-\tau)} d\tau \quad (2.5')$$

$$\dot{u}(t) = \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) \cos(\omega(t-\tau)) e^{-\xi\omega(t-\tau)} d\tau - \frac{\xi\omega}{\omega} \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) \sin(\omega(t-\tau)) e^{-\xi\omega(t-\tau)} d\tau \quad (2.6')$$

$$\ddot{u}(t) = \left(\frac{2\xi^2\omega^2}{\omega} - \frac{\omega^2}{\omega} \right) \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) \sin(\omega(t-\tau)) e^{-\xi\omega(t-\tau)} d\tau - 2\xi\omega \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) \cos(\omega(t-\tau)) e^{-\xi\omega(t-\tau)} d\tau \quad (2.7')$$

La segunda simplificación se debe a Hudson (1962), que demostró que para ξ pequeños y salvo en el dominio de periodos de vibración muy largos ($T > 10$ s) se cumple que el máximo de $\dot{u}(t)$, es decir, S_v se puede aproximar mediante la expresión

$$S \approx \max \left\{ \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) \sin(\omega(t-\tau)) e^{-\xi\omega(t-\tau)} d\tau \right\} \quad (2.8)$$

Al segundo miembro de (2.8) se le denomina “pseudo velocidad espectral relativa” y se denota con la letra S_{pv} , es decir

$$S_{pv} \approx \max \left\{ \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) \sin(\omega(t-\tau)) e^{-\xi\omega(t-\tau)} d\tau \right\}$$

por lo que la ecuación (2.8) también se puede escribir así

$$S \approx S_{pv}$$

Si se compara (2.8) con (2.5') y se tiene en cuenta que $\max\{u(t)\} = S_d$, se puede escribir

$$S_d \approx \frac{S_{pv}}{\omega} \quad (2.9)$$

La tercera simplificación implica que para ξ pequeños se puede hacer $\xi = 0$ en la ecuación (2.7') y obtener la siguiente expresión aproximada para $\ddot{u}(t)$:

$$\ddot{u}'(t) \approx \omega \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) \sin(\omega(t-\tau)) d\tau$$

Al valor máximo del segundo miembro de la ecuación anterior se le llama “pseudo aceleración espectral máxima absoluta” y se representa a través de la letra S_{pa} , es decir

$$S_{pa} = \max \left\{ \omega \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) \sin(\omega(t-\tau)) d\tau \right\} \quad (2.10)$$

Así, se puede escribir

$$S_a \approx S_{pa}$$

Si se comparan las ecuaciones (2.10) y (2.8), y se asume $\xi = 0$, se obtiene

$$S_{pa} \approx \omega S_{pv} \quad (2.11)$$

En resumen, se puede decir que una vez se ha calculado S_d con precisión a través de la integral de Duhamel S_{pv} y S_{pa} se pueden obtener de manera aproximada utilizando las ecuaciones (2.9) y (2.11). S_{pv} y S_{pa} son, a su vez, buenas aproximaciones de S_v y de S_a .

En general, se denomina “espectro elástico de respuesta” para un sismo determinado la representación cartesiana en la que en el eje horizontal se indica el periodo de vibración T (o la frecuencia ω) de un sistema dinámico de un grado de libertad, y en el eje vertical cualquiera de los tres parámetros de respuesta S_d , S_{pv} o S_{pa} del sistema frente a ese terremoto. Los espectros suelen venir dados para distintos valores de ξ .

Normalmente y por conveniencia, los tres espectros anteriores se suelen representar en un único gráfico y en escala logarítmica para facilitar su visión, tal como se muestra en la Figura 2.5.

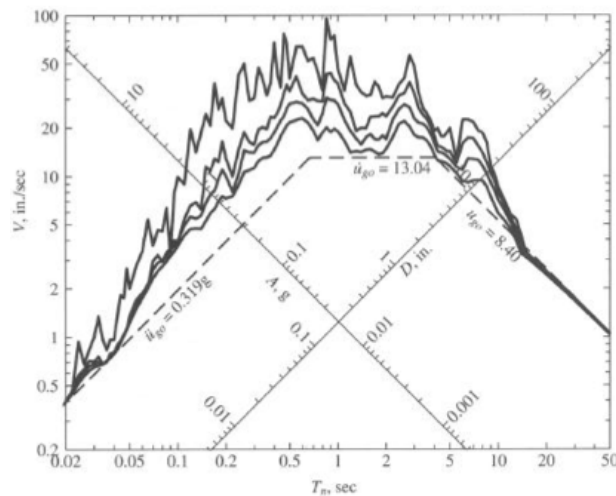


Figura 2.5 Representación combinada de espectros en papel logarítmico. Registro de El Centro, EE.UU. (1940). Amortiguamiento 0, 2, 5 y 10 % (Fuente: Crisafulli y Villafañe, 2002)

2.4.3 Factores que influyen en los espectros elásticos de respuesta de los terremotos

Los espectros de respuesta cambian de unos terremotos a otros y en función de las condiciones particulares de cada tipo de suelo. Los factores que influyen en las diferencias que aparecen entre los distintos espectros de respuesta son, entre otros:

- Las características del mecanismo de liberación de energía en el foco (*source mechanism SM*) y a lo largo de la falla.
- La distancia al epicentro *ED* (*epicentral distance*).
- La profundidad del foco *FD* (*focal depth*).
- Las condiciones geológicas *GC* (*geological conditions*).
- La magnitud de Richter *M* (*magnitude*).
- Las condiciones locales del suelo *SC* (*soil conditions*).
- El amortiguamiento de la estructura ξ .
- El periodo fundamental de vibración *T* de la estructura.

La afección que provocan los factores *SM* y *GC* es un asunto que aún no se conoce con exactitud. Por ello, estos parámetros no es habitual tenerlos en cuenta en la definición de los espectros.

Los parámetros *ED*, *FD* y *M* se consideran en el momento en que se fija el nivel máximo del terremoto de proyecto expresado en términos de aceleración máxima, velocidad máxima o desplazamiento máximo, pero no afectan a la forma del espectro.

En cambio, los factores *SC*, ξ y *T* han sido estudiados ampliamente y se tienen en consideración para establecer la forma del espectro.

Normalmente, los espectros suelen expresarse normalizados con respecto a algún parámetro que considere la severidad del terremoto, para este fin es común usar la aceleración máxima del suelo v_{gmax} . Es habitual dar los espectros para diferentes clases de suelo (suelos blandos, intermedios, duros, etc.) y para varios valores de la fracción de amortiguamiento ξ .

2.4.4 Espectros elásticos de respuesta de proyecto

Hasta ahora se han estudiado los espectros elásticos de respuesta de terremotos determinados. Si se conocieran en detalle las características de terremotos futuros que fueran a producirse en una cierta región, se podrían proyectar y predecir la respuesta de las estructuras afectadas con elevada precisión empleando para ello el cálculo dinámico directo.

Realmente esto no se cumple, no se disponen de los datos exactos de los futuros terremotos que afectarán a las estructuras en una determinada zona y es precisamente este hecho el culpable de la elevada incertidumbre que rodea el proyecto sismorresistente.

Una posible solución para este inconveniente se basa en el estudio de las formas de los espectros elásticos de respuesta de sismos naturales históricos para una

determinada zona y tipo de suelo, tomando una envolvente de los mismos, aplicando para ello un criterio preestablecido. Los espectros de respuesta así obtenidos se conocen como espectros elásticos de respuesta de proyecto y se emplean en la caracterización del efecto de carga del terremoto.

La principal diferencia existente entre los primeros espectros tratados en el apartado 2.4.1. y los espectros elásticos de respuesta de proyecto radica en que los primeros son espectros correspondientes a terremotos determinados y que han sucedido en la realidad. Por el contrario, los segundos se tratan de una envolvente de los anteriores usada para proyectar las estructuras.

Se conoce como “terremoto de proyecto” al sismo representado por los espectros elásticos de proyecto. Normalmente, los espectros elásticos de respuesta de proyecto se normalizan respecto a la aceleración, velocidad o desplazamiento máximo del suelo. Para la completa definición del terremoto de proyecto es preciso conocer:

- La forma del espectro de proyecto normalizado, en función del tipo de suelo sobre el que cimentará la estructura.
- El nivel de terremoto respecto al cual se ha normalizado el espectro y que, habitualmente, se expresa en términos de aceleración máxima del suelo.
- La fracción de amortiguamiento de la estructura ξ .

En la Figura 2.6 se muestra, a modo de ejemplo ilustrativo, los espectros de respuesta de diseño tipo 1 propuestos por el Eurocódigo 8 para terrenos de tipo A a E.

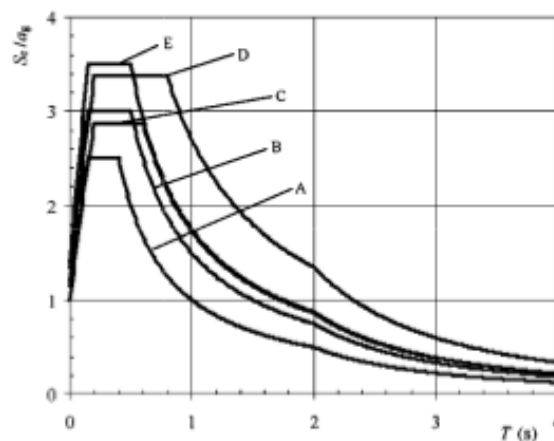


Figura 2.6 Espectro de diseño de respuesta elástica tipo 1 para terrenos de tipo A a E (5 % de amortiguamiento) (Fuente: Eurocódigo 8, 2004)

2.5 MÉTODOS ENERGÉTICOS

En sistemas elásticos de varios grados de libertad, el método del análisis modal espectral tan sólo descompone el sistema original en múltiples sistemas imaginarios de un grado de libertad en coordenadas normales que modelizan la respuesta en cada modo de vibración. Se obtiene la respuesta máxima en cada modo y, por último, se combinan

entre sí siguiendo unas reglas aproximadas. En resumen, se continúa asimilando el efecto de carga del sismo en forma de fuerzas, y la capacidad sismorresistente de la estructura se mide en términos de resistencia.

Se denominan “métodos elásticos basados en la resistencia” a todos aquellos métodos de proyecto que basan la caracterización de la acción sísmica a través de fuerzas obtenidas de un sistema elástico y cuyo objetivo es otorgar a la estructura de la suficiente resistencia para poder soportarlas.

Estos métodos suponen el primer acercamiento al proyecto sismorresistente de estructuras que se incluyó en las primeras normas sísmicas aparecidas alrededor de 1920. En ellas se detallaban los cálculos requeridos para garantizar que el edificio pudiera soportar una combinación de las acciones gravitatorias con un cierto sistema de fuerzas laterales equivalentes.

Los métodos elásticos basados en la resistencia supusieron un gran avance para su época debido a su simplicidad, lo que promovió su uso durante décadas por los códigos sísmicos de diversos países. No obstante, sus múltiples desventajas fueron puestas de manifiesto tras los daños que experimentaron muchas estructuras así proyectadas ante terremotos reales y por los avances logrados en el campo de la ingeniería sísmica.

Fueron varios factores los que propiciaron el desarrollo de la ingeniería sísmica a partir de los años 50. Por un lado, la generalización del ordenador posibilitó el estudio del comportamiento dinámico de las estructuras ante sismo empleando simulaciones numéricas.

Por otro, se recopiló una gran cantidad de datos gracias a la, cada vez más densa, red de acelerógrafos, facilitando registros de aceleraciones del suelo y de respuesta de las estructuras durante graves terremotos.

El análisis de los daños provocados por terremotos entregó también información muy importante. Se descubrió que edificios de pequeña o mediana altura sometidos a terremotos como los de Niigata (1964) y Tokachi (1968) fueron capaces de soportar en régimen elástico cargas que excedían las estipuladas en las normas sísmicas. Por otra parte, estructuras modernas sufrieron importantes daños o incluso llegaron al colapso.

Asimismo, se observó que estructuras de resistencia inferior a la reflejada en los códigos se mantuvieron en pie durante terremotos fuertes gracias a su adecuada capacidad de deformación plástica (ductilidad).

Fue en el código del SEAOC (*Structural Engineers Association of California*) de 1957, en Estados Unidos, donde apareció por primera vez el concepto de ductilidad. En la actualidad está normalmente aceptado por la comunidad científica que no es viable económicamente proyectar estructuras convencionales para que respondan dentro del rango elástico para el terremoto de proyecto más severo esperable en la zona con una probabilidad razonable.

Se deben permitir deformaciones plásticas en la estructura para poder alcanzar una correcta capacidad sismorresistente sin llegar a costes sobre elevados. La mayor parte de las normas sísmicas incorporan este principio de diseño.

La capacidad de deformación plástica de la estructura es tenida en consideración mediante unos coeficientes de reducción. Específicamente, en la mayoría de los códigos sísmicos que se encuentran vigentes en la actualidad se obtienen las fuerzas laterales para las que se debe preparar el edificio, F_y , a partir del producto de las obtenidas suponiendo un comportamiento elástico de la estructura, F_e , y un factor reductor, f_r , que representa su capacidad de deformación plástica, es decir:

$$F_y = f_r F_e$$

A este factor reductor se le denomina de diferentes formas según la normativa, en la española se presenta como $1/\mu$.

A pesar de la adición del concepto de ductilidad, los métodos continúan siendo elásticos y basados en la resistencia, que tienen en consideración el comportamiento no lineal de la estructura de manera indirecta a través de este coeficiente f_r . Son numerosas las desventajas que presentan estos métodos:

- Si la estructura responde en el rango plástico, las máximas fuerzas horizontales que se dan en la misma se limitan por la propia resistencia lateral de la estructura. Por ello, no es conveniente modelizar el efecto de carga del sismo en términos de fuerzas en el rango plástico.
- Los métodos elásticos basados en la resistencia proporcionan la resistencia que debe disponer la estructura, no teniendo en cuenta, sin embargo, su resistencia real, que suele ser mayor. El conocimiento de la resistencia real de la estructura –con especial atención a la jerarquía de resistencia entre elementos estructurales– es un factor determinante en el proyecto sismorresistente puesto que define el mecanismo de colapso, la demanda de deformación plástica y los máximos esfuerzos que pueden originarse localmente en cada elemento.
- No son apropiados para el proyecto de estructuras sismorresistentes avanzadas o innovadoras como las equipadas con disipadores de energía o aislamiento de base.
- Los coeficientes de reducción por ductilidad, f_r , no determinan con exactitud qué niveles de ductilidad a nivel local se están considerando, y cómo éstas se han ponderado y transformado geoméricamente para la obtención de los factores de ductilidad global.
- A lo largo de muchos años se pensó que los métodos elásticos basados en la resistencia salvaban vidas humanas y proporcionaban una suficiente protección ante daños estructurales. Sin embargo, los daños ocasionados tras los terremotos de Northridge (1994) y Kobe (1995) desmintieron lo anterior.

Se ha marcado un antes y un después en los métodos de proyecto sismorresistente tras los desastres de Northridge y Kobe, a pesar de que este cambio aún no se ha materializado en las normas de la mayoría de países.

Actualmente, los estudios en nuevos métodos y soluciones de proyecto sismorresistente van encaminados, por un parte, a minimizar el número de pérdidas humanas y, por otra, al control del nivel de daño estructural y no estructural en el edificio tras el evento sísmico.

Bajo esta premisa, a principios de 1990 apareció la idea de un innovador marco para el proyecto sismorresistente de estructuras al que se llamó “proyecto basado en prestaciones” PBSD (*performance based seismic design*). La base del PBSD es la preparación de la estructura para que pueda satisfacer distintos niveles de comportamiento frente a sismos de diferente severidad.

Recientemente se ha comenzado a implementar los llamados “métodos basados en los desplazamientos”, que suponen un acercamiento al moderno enfoque que supone el PBSD.

Incluido en el marco del PBSD aparece un tipo de métodos de cálculo sísmico que posibilitan la evaluación cuantitativa de los niveles de daño en las estructuras, resolviendo de manera aceptable varios de los problemas que presentaban los métodos basados en los desplazamientos.

Consisten en los métodos basados en la teoría de la energía de Housner-Akiyama, o “métodos energéticos”. Su planteamiento fundamental no es nuevo, aparece en 1956 de la mano de George Housner, unas de las figuras más relevantes de la ingeniería sísmica actual.

En estos estudios colaboraron de manera posterior otros investigadores como Berg, Bertero, Tomaides, Uang, Akiyama, etc. Akiyama es de origen japonés y autor de numerosas contribuciones, así como creador del marco teórico actual del método.

2.6 MÉTODO DE LAS FUERZAS ESTÁTICAS EQUIVALENTES

2.6.1 Introducción

Se trata de uno de los tres métodos aceptados por la norma NCSE-02, junto con el método del análisis mediante espectros de respuesta y el estudio dinámico por integración de registros de aceleración.

Este método se basa en representar el sismo como una fuerza estática que se aplica en la base de la estructura (cortante basal). Esta fuerza inercial se representa en la estructura mediante fuerzas aplicadas en cada uno de los niveles.

Se trata de un método simplificado de cálculo para los casos más usuales de edificación, cuya aplicación se permite para las estructuras que satisfagan unas determinadas condiciones:

- El número de plantas sobre rasante debe ser inferior a veinte.

- La altura del edificio sobre rasante no puede superar 60 m.
- Existe regularidad geométrica en planta y en alzado, sin entrantes ni salientes importantes.
- Cuenta con soportes continuos hasta cimentación, con una distribución regular en planta y sin cambios bruscos en su rigidez.
- Presenta regularidad mecánica en la distribución de rigideces, resistencias y masas, de forma que los centros de gravedad y de torsión de todas las plantas estén situados, aproximadamente, en la misma vertical.
- La excentricidad del centro de las masas que intervienen en el cálculo sísmico respecto al de torsión es inferior al 10 % de la dimensión en planta del edificio en cada una de las direcciones principales.

Además, está permitido el uso del método en los edificios de pisos de hasta cuatro plantas de importancia normal, es decir, aquéllos cuya destrucción por el terremoto pueda ocasionar víctimas, interrumpir un servicio para la colectividad, o producir importantes pérdidas económicas, sin que en ningún caso se trate de un servicio imprescindible ni pueda dar lugar a efectos catastróficos.

2.6.2 Modelo de la estructura

Los edificios que cumplan los requisitos anteriores se pueden asimilar a un modelo unidimensional constituido por un oscilador múltiple con un solo grado de libertad de desplazamiento por planta. Su análisis se realiza, en este método simplificado, a partir de un sistema de fuerzas horizontales equivalente al que provoca el sismo.

2.6.3 Modos de vibración

Los modos a considerar en función del periodo fundamental de la construcción, T_F , serán los siguientes:

- El primer modo, si $T_F \leq 0,75$ s
- El segundo modo, si $0,75 < T_F < 1,25$ s
- Los tres primeros modos, si $T_F \geq 1,25$ s

Para la consideración de los efectos de los distintos modos, se aceptan las siguientes relaciones entre los periodos del modo i , T_i , y del modo fundamental, T_F .

$$T_i = \frac{T_F}{(2i - 1)}$$

El periodo fundamental T_F , en segundos, puede estimarse de manera aproximada mediante las expresiones:

- Edificios con muros de fábrica de ladrillo o bloques

$$T_F = 0,06 H \sqrt{H/(2L + H)} / \sqrt{L}$$

- Edificios con pórticos de hormigón armado sin la colaboración de pantallas rigidizadoras

$$T_F = 0,09 n$$

- Edificios con pórticos de hormigón armado con la colaboración de pantallas rigidizadoras

$$T_F = 0,07 n \sqrt{H/(B + H)}$$

- Edificios de pórticos rígidos de acero laminado.

$$T_F = 0,11 n$$

- Edificios de pórticos de acero laminado con planos triangulados resistentes.

$$T_F = 0,085 n \sqrt{H/(B + H)}$$

siendo

- H altura de la edificación sobre rasante en metros,
 n número de plantas sobre rasante,
 B dimensión de las pantallas rigidizadoras, o de los planos triangulados, en el sentido de la oscilación, en metros,
 L dimensión en planta de la edificación, en el sentido de la oscilación, en metros.

Para el resto de los edificios de hasta cuatro plantas puede tomarse, a efectos del cálculo por el método simplificado, $T_F = 0,3$ s.

2.6.4 Cálculo de las fuerzas sísmicas

La fuerza sísmica estática equivalente, F_{ik} , correspondiente a la planta k y modo de vibración i , viene dada por

$$F_{ik} = s_{ik} P_k$$

donde

- P_k peso correspondiente a la masa, m_k , de la planta k ,
 s_{ik} coeficiente sísmico adimensional correspondiente a la planta k en el modo i , de valor

$$s_{ik} = (a_c/g) \alpha_i \beta \eta_{ik}$$

siendo

- a_c aceleración sísmica de cálculo expresada en m/s^2 ,
 g aceleración de la gravedad, expresada igualmente en m/s^2 ,
 β coeficiente de respuesta,
 η_{ik} factor de distribución correspondiente a la planta k , en el modo i ,
 α_i coeficiente de valor

$$\text{Para } T_i \leq T_B \quad \alpha_i = 2,5$$

$$\text{Para } T_i > T_B \quad \alpha_i = 2,5 (T_B/T_i)$$

El coeficiente de respuesta viene expresado por

$$\beta = \frac{\nu}{\mu}$$

siendo

ν factor de modificación del espectro en función del amortiguamiento,

μ coeficiente de comportamiento por ductilidad.

El cálculo del coeficiente de respuesta, β , puede llevarse a cabo empleando los valores mostrados en la Tabla 2.1 en función del tipo de estructura, de la compartimentación de las plantas, del amortiguamiento, Ω , y del coeficiente de comportamiento por ductilidad.

Tabla 2.1 Valores del coeficiente de respuesta β

Tipo de estructura	Compartimentación de las plantas	Ω (%)	Coeficiente de comportamiento por ductilidad			Sin ductilidad ($\mu = 1$)
			$\mu = 4$	$\mu = 3$	$\mu = 2$	
H.A. o acero laminado	Diáfana	4	0,27	0,36	0,55	1,09
	Compartimentada	5	0,25	0,33	0,50	1,00
Muros y tipos similares	Compartimentada	6	-	-	0,46	0,93

El valor del factor de distribución, η_{ik} , correspondiente a la planta k en el modo de vibración i tiene el valor

$$\eta_{ik} = \phi_{ik} \frac{\sum_{k=1}^n m_k \phi_{ik}}{\sum_{k=1}^n m_k \phi_{ik}^2}$$

siendo

n número de plantas,

m_k masa de la planta k ,

Φ_{ik} coeficiente de forma correspondiente a la planta k en el modo i , para el que puede adoptarse la siguiente expresión aproximada

$$\phi_{ik} = \text{sen}[(2i - 1)\pi h_k / 2H]$$

donde

h_k altura sobre rasante de la planta k ,

H Altura total de la estructura del edificio.

El desplazamiento horizontal, u , en la dirección que pueda significar choque con estructuras colindantes se determinará teniendo en cuenta el comportamiento postelástico mediante la expresión:

$$u = u_e \mu$$

donde

- u_e desplazamiento lineal equivalente, calculado en régimen elástico,
- μ coeficiente de comportamiento por ductilidad.

2.6.5 Sistema de fuerzas estáticas equivalentes

El sistema de fuerzas estáticas equivalentes, F_k , necesario para el análisis de la estructura frente al sismo en la dirección considerada, se obtiene a partir de las fuerzas F_{ik} , como sigue

- Obtención de los cortantes V_{ik} de cada planta k en el modo i , como suma de las F_{ik} existentes entre la última planta y la planta k considerada.
- Obtención del cortante combinado V_k de la planta k para los distintos modos i considerados mediante la expresión

$$V_k = \sqrt{\sum_{i=1}^r V_{ik}^2}$$

- Obtención del sistema de fuerzas estáticas equivalentes F_k para cada planta k , por diferencia entre los valores del cortante V_k y del cortante de la planta superior V_{k+1} .

Las fuerzas F_k constituyen el sistema equivalente de acciones sísmicas de cálculo que permite proceder al análisis completo de la estructura para la dirección considerada.

Estas fuerzas se repartirán entre los elementos resistentes de manera que se satisfaga el equilibrio en planta. La fuerza horizontal en el elemento j del nivel k tiene el valor

$$f_{kj} = F_k \frac{K_{kj}}{\sum_{j=1}^n K_{kj}}$$

siendo

- K_{kj} rigidez de cada elemento resistente j en la dirección de la fuerza considerada.

Capítulo 3

EL MÉTODO DE LOS ELEMENTOS FINITOS Y EL PROGRAMA DE CÁLCULO ESTRUCTURAL ETABS

3.1 EL MÉTODO DE LOS ELEMENTOS FINITOS

3.1.1 Introducción

El método de los elementos finitos (MEF) se ha convertido en una importante herramienta de cálculo para la resolución de problemas físicos, ingenieriles, etc. puesto que permite encontrar la solución de casos, hasta hace poco, inabarcables mediante métodos matemáticos tradicionales. Este hecho exigía la elaboración de prototipos, así como su ensayo y mejoras de manera iterativa, con el consiguiente coste tanto económico como en tiempo de desarrollo.

Por su parte, el MEF habilita la posibilidad de llevar a cabo un modelo matemático de cálculo del sistema real, más sencillo y económico de actualizar que un prototipo. No obstante, debido a las hipótesis básicas del método, se trata tan sólo de una herramienta aproximada, no exacta. Por ello, los prototipos continúan siendo imprescindibles, aunque en menor número, puesto que el primero se acerca mucho más al diseño óptimo.

Como formulación matemática, el método de los elementos finitos es relativamente nuevo. Aunque su estructura elemental es conocida desde hace bastante tiempo, en los últimos años ha experimentado un enorme desarrollo gracias a los avances de la informática.

A pesar de que el nombre del MEF se estableció recientemente, el concepto en el que se fundamenta se ha empleado desde hace varios siglos. El uso de métodos de discretizado espacial y temporal y la aproximación numérica para hallar solución a problemas ingenieriles o físicos se conoce desde tiempos muy tempranos. En esa idea se basa el concepto de elementos finitos.

Ya Arquímedes (287-212 a.C.) usaba métodos de discretizado en la determinación del volumen de sólidos o la superficie de áreas. En Oriente surgieron también cálculos mediante métodos de aproximación, como el polígono regular de 3072 lados que empleaba el matemático chino Lui Hui (300 d.C.) para calcular longitudes de circunferencias, logrando una aproximación al número Pi de 3,1416.

Es su aplicación al cálculo estructural en el campo aeroespacial el que provoca los mayores desarrollos de los elementos finitos. Courant sugiere en los años 40 el uso de funciones polinómicas para la formulación de problemas elásticos en subregiones triangulares, como un método especial del cálculo variacional de Rayleigh-Ritz para aproximar soluciones.

Turner, Clough, Martin y Topp fueron los que presentaron el MEF en la forma en que se le conoce actualmente. Introdujeron en sus estudios la aplicación de elementos finitos simples (barras y placas triangulares con cargas en su plano) al análisis de estructuras aeronáuticas, empleando los conceptos de discretizado y funciones de forma.

Las investigaciones de revisión de Oden constituyen algunas de las contribuciones matemáticas más importantes al MEF. Los libros de Przemieniecki y de Zienkiewicz y Holister introducen el MEF en el campo del cálculo estructural. El libro de Zienkiewicz y Cheung desarrolla una interpretación extensa del MEF y su aplicación a cualquier problema de campos. En él se demuestra que las ecuaciones de los elementos finitos se pueden obtener empleando un método de aproximación de pesos residuales, tal como el método de Galerkin o el de mínimos cuadrados.

Esta visión del problema difundió un gran interés entre los matemáticos para la solución de ecuaciones diferenciales lineales y no lineales mediante el MEF, que ha provocado una gran enorme cantidad de publicaciones hasta el punto que hoy en día el MEF se considera como una de las herramientas más potentes y probadas para la solución de problemas de ingeniería y ciencia aplicada (Celigüeta, 2011).

En la actualidad, el método de los elementos finitos está inmerso en una fase de gran expansión: continúan publicándose cientos de estudios de investigación en relación a él y es utilizado ampliamente en la industria. La informática ha aportado el medio idóneo de resolver la gran cantidad de ecuaciones que se plantean en el MEF, cuyo desarrollo práctico ha ido caminando parejo a las innovaciones obtenidas en el campo de la arquitectura de los ordenadores. Entre éstas, además de permitir la descentralización de los programas de elementos finitos, ha contribuido a favorecer su uso mediante complejos paquetes gráficos que facilitan el modelado y la síntesis de resultados. En la Figura 3.1 puede verse un modelo de elementos finitos de la estructura de un puente de carretera realizado mediante un programa de elementos finitos comercial y de uso extendido.

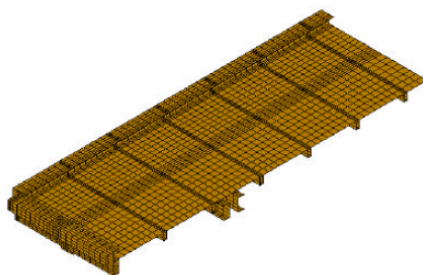


Figura 3.1 Estructura modelada mediante elementos finitos (Fuente: Carnicero, 2003)

3.1.2 Conceptos generales del método

La simulación de procesos constituye una de las herramientas más poderosas de la ingeniería, la cual se emplea para representar un proceso a través de otro, lo que reduce significativamente su complejidad. En ciertos casos, esta simulación es prácticamente imprescindible dado que en algunas disciplinas, que usan este tipo de metodología con mayor asiduidad como la física, matemáticas o ingeniería, no les es posible obtener soluciones analíticas a partir de expresiones matemáticas.

Se define solución analítica como aquella expresión matemática que entrega resultados con una serie de incógnitas que precisan la resolución de ecuaciones diferenciales, las cuales, dada su elevada dificultad, son imposibles de resolver. No obstante, gracias a este tipo de metodologías se permite que el problema sea planteado como un conjunto de ecuaciones algebraicas simultáneas, en lugar de intentar llegar a la solución mediante complejas ecuaciones diferenciales.

En la actualidad, a la hora de llevar a cabo el análisis de un elemento, el proceso se puede enfocar desde la perspectiva clásica o a través del empleo de un método computerizado de elementos finitos.

La principal diferencia entre el método clásico y el de elementos finitos, es la manera en que éstos perciben la estructura durante el procedimiento para obtener la solución. Los métodos clásicos consideran la estructura como un continuo, cuyo comportamiento está regido por ecuaciones diferenciales ordinarias. El método de los elementos finitos considera a la estructura como un ensamble de pequeñas partículas (o elementos) de tamaño finito. El comportamiento de las partículas y de la estructura global se obtiene mediante la formulación de un sistema de ecuaciones algebraicas que se pueden resolver relativamente rápido empleando un ordenador.

Las partículas de tamaño finito se denominan elementos finitos o, simplemente, elementos. Los puntos de interconexión entre los elementos finitos se llaman nodos o puntos nodales. Las ecuaciones que definen el comportamiento del continuo se cumplirán también para el elemento. De este modo se logra pasar de un sistema continuo, con infinitos grados de libertad, regido por una ecuación diferencial o un sistema de ecuaciones diferenciales, a un sistema con un número de grados de libertad finito cuyo comportamiento se modela mediante un sistema de ecuaciones, lineales o no.

El método de los elementos finitos es un método numérico habitualmente empleado en la solución de problemas con un alto nivel de dificultad, ya que involucran geometrías complejas, determinación de propiedades de materiales y cargas no distribuidas. El análisis mediante elementos finitos es un método computerizado para predecir cómo reaccionará una estructura frente a fuerzas, calor, vibración, flujo de fluidos, fenómenos eléctricos y magnéticos, entre otros. En términos generales se refiere a si ésta se romperá, fallará o trabajará como fue diseñada.

Se entiende por discretizar al proceso de modelación de una estructura que consiste en la división equivalente de la misma en un sistema conformado por cuerpos más pequeños, los ya mencionados elementos finitos. Los nodos que realizan la interconexión entre los distintos elementos forman superficies que se comportan como volúmenes de control independiente. En el análisis de elementos finitos no se intenta resolver el problema como si se tratase de una sola pieza, sino que se subdivide el elemento en un número finito de elementos que a su vez entregan resultados individuales que se agrupan finalmente para dar lugar a una única solución.

El comportamiento mecánico de cada parte o elemento, en los que se subdivide la estructura analizada, queda definido mediante un número finito de parámetros denominados grados de libertad, relacionados con los puntos que en dicho momento se unen al resto de los elementos de su entornos llamados nodos. Para definir el comportamiento en el interior de cada elemento se establece la hipótesis de que en el interior del mismo todo queda perfectamente definido a partir de lo que sucede en los nodos mediante una función de interpolación apropiada.

Como se puede apreciar, en el método de los elementos finitos son fundamentales los conceptos de discretización o acción de convertir la realidad de la naturaleza continua en un modelo discreto aproximado y de interpolación, o acción de aproximar los valores de una función a partir de su conocimiento en un número discreto de puntos. Por ello, éste es un método aproximado desde múltiples perspectivas.

Esta representación aproximada de la realidad mediante un modelo numérico posibilita la resolución del problema. Los diversos coeficientes del modelo se calculan de manera automática por el ordenador en base a la geometría y propiedades físicas de cada elemento que compone la estructura. No obstante, queda en manos del usuario decidir hasta qué punto la discretización empleada en el modelo representa correctamente la estructura. Una adecuada discretización es función de diversos factores tales como el tipo de información que se quiere extraer del modelo o tipo de solicitud aplicada. En la actualidad, el método de los elementos finitos ha sido generalizado hasta conformar un método de cálculo muy potente.

En todo sistema a estudiar (Figura 3.2) se puede distinguir entre:

- Dominio: lugar geométrico donde se va a estudiar el sistema.
- Condiciones de contorno: variables conocidas y que limitan la variación del sistema, como cargas, desplazamientos, temperaturas, voltaje, calor, etc.
- Incógnitas: variables que se desea conocer tras la actuación de las condiciones de contorno sobre el sistema, como desplazamientos, tensiones, temperaturas, etc.

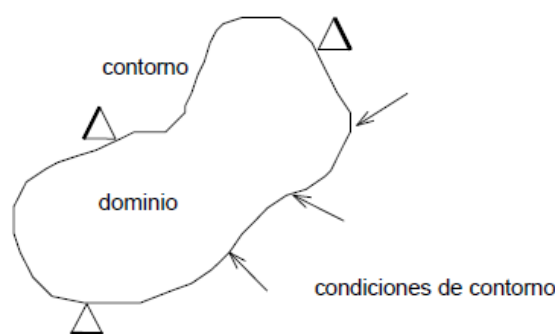


Figura 3.2 Dominio, contorno y condiciones de contorno de un elemento cualquiera en estudio
(Fuente: Carnicero, 2003)

Como ya se ha mencionado, para encontrar la solución al problema, el método de los elementos finitos supone el dominio discretizado en subdominios llamados elementos. El dominio se divide a base de puntos (en el caso lineal), mediante línea (en el caso bidimensional) o superficies (en el caso tridimensional) imaginarias, de tal manera que el dominio total en análisis se aproxime mediante el conjunto de porciones (elementos) en que se subdivide. Se definen los elementos mediante un número discreto de nodos, que conectan entre sí los elementos. Sobre estos nodos se materializan las incógnitas básicas del problema.

En el caso de elementos estructurales, estas incógnitas se corresponden con los desplazamientos nodales, puesto que a partir de éstos se puede calcular el resto de incógnitas que sean de interés: tensiones, deformaciones, etc. Estas incógnitas reciben el nombre de grados de libertad de cada nodo del modelo. Los grados de libertad de un nodo son las variables que definen el estado y/o posición del nodo.

A modo de ejemplo, si el sistema a analizar consiste en una viga en voladizo con una carga puntual en el extremo y una distribución de temperaturas como se muestra en la Figura 3.3a, se puede discretizar el elemento tal como aparece en la Figura 3.3b. Los grados de libertad de cada nodo serán:

- Desplazamientos en la dirección X.
- Desplazamientos en la dirección Y.
- Giro según Z.
- Temperatura.

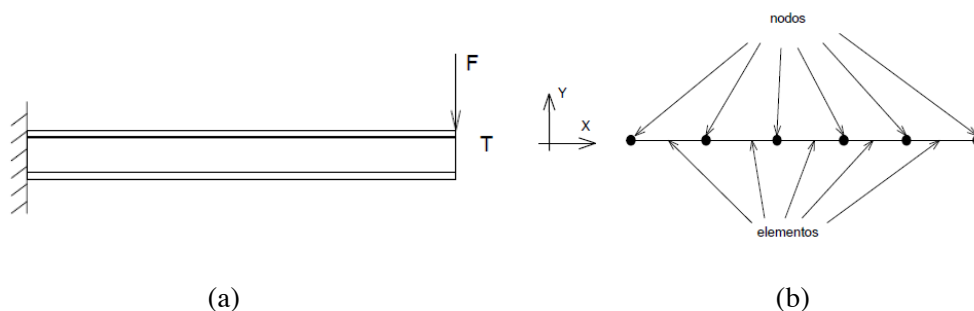


Figura 3.3 (a) Viga en voladizo. (b) Posible discretizado de la viga (Fuente: Carnicero, 2003)

Debido a las condiciones de contorno: empotramiento, fuerza puntual y temperatura, el sistema evoluciona hacia un estado final. En dicho estado, al conocer los valores de los grados de libertad de los nodos del sistema, se puede obtener cualquier otra incógnita deseada como tensiones, deformaciones, etc. Asimismo, es posible obtener la evolución temporal de cualquiera de los grados de libertad.

El comportamiento del continuo para el elemento se rige por una ecuación diferencial, a partir de la cual se obtienen fórmulas que relacionan el comportamiento en el interior del mismo con el valor que tomen los grados de libertad nodales. Este paso se lleva a cabo a través de unas funciones denominadas de interpolación, puesto que interpolan el valor de la variable nodal dentro del elemento.

Se formula el problema en forma matricial dada la facilidad de manipulación de las matrices empleando un ordenador. Una vez conocidas las matrices que determinan el comportamiento del elemento (en el caso estructural serán las llamadas matrices de rigidez, amortiguamiento y masa) se procede a su ensamblado y se forma un conjunto de ecuaciones algebraicas, lineales o no, cuya resolución proporciona los valores de los grados de libertad en los nodos del sistema.

3.1.3 Ecuaciones de equilibrio. Principio de los Trabajos Virtuales

Una gran mayoría de problemas de medios continuos vienen expresados en base a ecuaciones diferenciales y condiciones de contorno sobre la función o funciones incógnita. Debido a la complejidad y, en muchos casos, imposibilidad de encontrar una solución cerrada, se opta por realizar una aproximación, siendo precisa la expresión integral del Principio de los Trabajos Virtuales (PTV).

Se considera un continuo elástico como el de la Figura 3.2 sometido a unas fuerzas superficiales $\{t\} = \{t_x, t_y, t_z\}^T$ y a unas fuerzas por unidad de volumen $\{X\} = \{X_x, X_y, X_z\}^T$, (las fuerzas por unidad de superficie podrían ser presiones y el peso propio sería una fuerza por unidad de volumen). El vector desplazamientos se nota por $\{u\} = \{u, v, w\}^T$. Las deformaciones correspondientes a estos desplazamientos son

$$\{\varepsilon\} = \{\varepsilon_{xx}, \varepsilon_{yy}, \varepsilon_{zz}, \gamma_{xy}, \gamma_{yz}, \gamma_{zx}\}^T \quad (3.1)$$

y las tensiones debidas a estas deformaciones serán

$$\{\sigma\} = \{\sigma_{xx}, \sigma_{yy}, \sigma_{zz}, \tau_{xy}, \tau_{yz}, \tau_{zx}\}^T \quad (3.2)$$

Las ecuaciones de equilibrio para un elemento diferencial de volumen pueden escribirse de la forma

$$\nabla\{\sigma\} + \{X\} = 0 \quad (3.3)$$

donde el vector $\{X\}$ incluye, de forma general, las fuerzas de inercia $\{X\} = \{X\} - \rho \ddot{u}$, es decir, se consideran las fuerzas de inercia como fuerzas por unidad de volumen. Multiplicando esta ecuación por una función de ponderación $\{\delta u\}$ e integrando

$$\int_v \{\delta u\}^T \nabla\{\sigma\} dv + \int_v \{\delta u\}^T \{X\} dv = 0 \quad (3.4)$$

Utilizando la fórmula de Green se puede escribir

$$-\int_v \nabla\{\delta u\}^T \{\sigma\} dv + \int_v \{\delta u\}^T \{\sigma\} n ds + \int_v \{\delta u\}^T \{X\} dv = 0 \quad (3.5)$$

Si se asocia la función de ponderación $\{\delta u\}$ con un desplazamiento virtual, el operador ∇ actuando sobre él será una deformación virtual

$$\{\delta \varepsilon\} = \nabla\{\delta u\} \quad (3.6)$$

El equilibrio en el contorno exige que se cumpla la relación $\{\sigma\}n = \{t\}$ y sustituyendo en la expresión

$$-\int_v \{\delta \varepsilon\}^T \{\sigma\} dv + \int_v \{\delta u\}^T \{t\} ds + \int_v \{\delta u\}^T \{X\} dv = 0 \quad (3.7)$$

En la ecuación (3.7) es posible introducir la ley de comportamiento de material a través de la matriz elástica con las propiedades de éste, $[C]$, de forma que

$$\{\sigma\} = [C](\{\varepsilon\} - \{\varepsilon_0\}) + \{\sigma_0\} \quad (3.8)$$

siendo los vectores $\{\varepsilon_0\}^t$ y $\{\sigma_0\}^t$ las deformaciones y tensiones iniciales, respectivamente. Introduciendo la ecuación (3.8), suponiendo deformaciones y tensiones iniciales nulas, en la ecuación (3.7), se obtiene

$$\int_v \{\delta \varepsilon\}^T [C]\{\varepsilon\} dv + \int_v \{\delta u\}^T (\{X\} - \rho\{u\}) dv + \int_v \{\delta u\}^T \{t\} ds \quad (3.9)$$

que constituye la formulación del PTV y relaciona el sistema de cargas real y esfuerzos con el virtual de desplazamientos.

3.1.4 Funciones de interpolación

Discretizado el continuo, la idea es tomar un conjunto de funciones (funciones de interpolación) que definan de manera única el campo de desplazamientos dentro del elementos en función de los desplazamientos en los nodos del mismo. Es decir

$$\{u(x, y, z)\} = [N(x, y, z)]\{U\} \quad (3.10)$$

Siendo $\{U\}$ el vector con los desplazamientos nodales. Una vez conocidos los desplazamientos en todos los nodos se determinan las deformaciones

$$\{\varepsilon\} = [D]\{u\} \quad (3.11)$$

donde $[D]$ es el operador diferencial que depende del problema en estudio.

Sustituyendo el valor del desplazamiento se tiene que

$$\{\varepsilon\} = [D][N]\{U\} = [B]\{U\} \quad (3.12)$$

donde se obtiene el valor de las deformaciones en función de los desplazamientos nodales.

Sustituyendo la ecuación anterior en la expresión del PTV de la ecuación (3.9) se tiene

$$-\int_v [B]^T [C][B]\{U\}dv + \int_v [N]^T (\{X\} - \rho[N]\{\ddot{U}\})dv + \int_v [N]^T \{t\}ds = 0 \quad (3.13)$$

Reordenando la ecuación (3.13) se puede llegar a un sistema de la forma

$$[M]\{\ddot{U}\} + [K]\{U\} = \{P\} \quad (3.14)$$

donde se definen

- Matriz de masa consistente

$$[M] = \int_v [N]^T \rho [N] dv \quad (3.15)$$

- Matriz de rigidez

$$[K] = \int_v [B]^T [C][B] dv \quad (3.16)$$

- Matriz de cargas nodales consistentes

$$\{P\} = \int_v [N]^T \{X\} dv + \int_v [N]^T \{t\} ds \quad (3.17)$$

La ecuación (3.17) es general y permite determinar las matrices elementales para cualquier tipo de discretización.

3.1.5 Síntesis de las características globales

Las matrices anteriores se calculan para cada uno de los elementos. Mediante una transformación de coordenadas a las denominadas coordenadas unitarias del elemento, las matrices quedan en función de parámetros puramente geométricos y se facilita la integración numérica.

Previo al ensamblaje de todas las ecuaciones se debe llevar a cabo la transformación a coordenadas globales con la misión de tener todas las matrices formuladas respecto a un mismo sistema de coordenadas.

Una vez que se cuenta con las matrices y vectores elementales en coordenadas globales, su acoplamiento en el sistema se puede realizar mediante el conocido como método directo, a través del cual se suma en cada posición nodal la contribución realizada por los diferentes elementos.

3.1.6 Imposición de condiciones de contorno. Solución

Para poder obtener la solución al sistema de ecuaciones planteado es preciso imponer las condiciones de desplazamientos nodales que sean conocidas. El sistema resultante se puede subdividir en dos términos: uno que contenga los desplazamientos impuestos y otro los incógnita. Resolviendo este sistema se obtendrá la solución.

Una vez conocidos los desplazamientos nodales es posible calcular otro tipo de magnitudes tales como deformaciones, tensiones, etc.

3.2 EL PROGRAMA DE CÁLCULO ESTRUCTURAL ETABS 2013

3.2.1 Introducción

Todo proyecto de estructuras precisa, previo a su análisis y diseño, ser modelado. En la etapa de creación del modelo (modelaje), se realiza una representación de la estructura real a través de una construcción simplificada de los elementos que la conforman. Por tanto, se hace necesario un buen conocimiento del comportamiento de estos elementos, evitando con ello utilizar más de los que se necesitan debido al uso de modelos demasiado complejos que retrasan el análisis.

Normalmente, la mayoría de programas de análisis de estructuras permiten, a través de las etapas de preprocesamiento, procesamiento y postprocesamiento, realizar el modelaje de una estructura, el procesamiento numérico de los datos y el análisis de los resultados, respectivamente.

En la actualidad, no resulta complicado el modelaje de estructuras mediante estos programas, ya que en la fase de preprocesamiento se dispone de varias herramientas que facilitan el dibujo y la visualización del modelo.

Tras la etapa de modelaje, el siguiente paso consiste en la determinación y análisis de esfuerzos y deformaciones de la estructura. Para lograrlo, se emplean técnicas de análisis matricial de estructuras (AME), así como análisis por el método de los elementos finitos (MEF), que implican la realización de una extensa cantidad de cálculos numéricos.

El programa de cálculo que se ha elegido para llevar a cabo cada una de estas etapas en relación al trabajo de investigación que se desarrolla en el presente proyecto, se trata de ETABS. Este programa está orientado al análisis y diseño de edificios y con este objetivo dispone de un entorno especializado.

Previamente al desarrollo de los programas de diseño estructural, el análisis de los edificios se llevaba a cabo como un conjunto de pórticos planos usando métodos de cálculo aproximado y empleando para las operaciones numéricas reglas de cálculo o calculadoras de mano.

Hacia 1970, el lanzamiento en EE.UU. del primer programa completo de análisis estructural de la mano del Dr. Edward L. Wilson, al que llamó SAP, aglutinó el estado del arte de los procedimientos numéricos para la ingeniería estructural de la época. El lento desarrollo de la informática unido a la inexistencia, aún, de los ordenadores personales, restringía el uso de este software a las grandes empresas e instituciones.

Los programas desarrollados a principios de la década de los 70 contaban con limitaciones importantes, entre ellas una capacidad de análisis muy baja, un lento y complejo método de ingreso de datos (mediante tarjetas perforadas), así como un ineficaz método para mostrar los resultados obtenidos, a través de papel impreso, dificultando la tarea de revisión de los mismos.

Estos primeros inconvenientes, que requerían de un enorme cuidado en el ingreso de datos y lectura de los resultados, fueron reduciéndose con el paso del tiempo gracias a la conjugación de diversos factores: por un lado, el desarrollo de los ordenadores, que disponían de mayor velocidad y memoria a cada nuevo diseño aparecido, por otro, a la implementación de novedosos métodos numéricos, aparición de nuevos algoritmos, lenguajes de programación y, por supuesto, a la llegada del entorno gráfico a los sistemas operativos.

La irrupción en el mercado del ordenador personal a finales de los años 70 revolucionó el sector, acercando los programas de análisis de estructuras a las pequeñas empresas, así como a particulares. El primer programa para análisis estructural en 3D se desarrolló en el año 1980.

En la actualidad, los programas de análisis y diseño de estructuras son capaces de realizar velozmente la etapa de modelaje mediante el dibujo de un conjunto de objetos a los que se les atribuye propiedades como dimensión, material, sección transversal, etc. y que representan a los elementos de la estructura.

Asimismo, disponen de herramientas de edición, como cortar, copiar y pegar, opciones para obtener la geometría global de la estructura a través de plantillas o a través de la importación de archivos de dibujo de CAD. Por otra parte, cuentan con opciones de visualización del modelo (vista en planta, alzado, 3D), opciones de visualización de resultados (en archivo de texto o en pantalla), que pueden ser exportados a varios programas de Windows como Excel, Word o Access para su manipulación.

3.2.2 Preproceso

Los programas de cálculo estructural actuales permiten el desarrollo de la geometría del modelo empleando un conjunto de objetos, como líneas o mallas de elementos finitos bi o tridimensionales, a los que se les asigna sus propiedades mecánicas (módulo de elasticidad, coeficiente de Poisson, etc.), propiedades geométricas (sección transversal, momentos de inercia, espesores en el caso de losas, etc.), el material y las cargas solicitantes (fuerzas, desplazamientos impuestos, variaciones de temperatura, etc.).

Usando las opciones de selección se pueden elegir los elementos en base a la planta a la que pertenecen, a su sección transversal, al tipo de objeto (punto, línea o área), etc.

Por otra parte, puede modificarse la geometría del modelo mediante los comandos de edición (copiar, pegar, eliminar), así como visualizarse haciendo uso de vistas en planta, en alzado o tridimensionales.

Es posible, además, consultar las asignaciones dadas a los elementos, incluyendo cargas, tipo de material, nombre, ejes locales, etc. y personalizar las opciones de visualización relacionadas al color de fondo del espacio de trabajo y de los elementos y al número de ventanas de visualización entre otros.

3.2.3 Proceso

Las posibilidades de procesamiento se relacionan con el método de análisis que se puede llevar a cabo. Entre ellos se incluye el análisis estático lineal, análisis dinámico lineal (modal, espectral y tiempo-historia), análisis por empujes incrementales (*pushover*), análisis de respuesta térmica, análisis transitorio lineal y no lineal y análisis de influencia.

Asimismo, es posible tener en cuenta la secuencia constructiva de la estructura durante su análisis.

3.2.4 Postproceso

Tras la realización del análisis de la estructura, es posible mostrar los resultados en pantalla, mediante gráficos, tablas y funciones, o de manera impresa, empleando archivos de texto.

Gráficamente se pueden mostrar los desplazamientos, rotaciones y reacciones en los nudos, las fuerzas internas en los elementos, los modos del edificio, etc.

Además, pueden generarse funciones que corresponden a curvas espectrales de respuestas, trazas tiempo-historia y curvas estáticas *pushover*.

Existe la opción de obtener un archivo de texto que podrá imprimirse posteriormente y que agrupe la información relacionada a las restricciones, grados de libertad, masa de los elementos, periodos y frecuencias modales, factores de participación modal, porcentaje de masa de participación modal, etc.

Por otra parte, se pueden generar animaciones de la posición deformada del modelo (para un caso determinado de carga) y los modos de vibración y exportar los resultados del análisis a hojas de cálculo, procesadores de texto o bases de datos.

3.2.5 Tipos de elementos

A continuación, se detallan los diferentes elementos que integran el programa de cálculo estructural ETABS (Taboada y De Izcue, 2011).

3.2.5.1 Malla

Una malla es una cuadrícula espacial, formada por un conjunto de líneas. Su misión es facilitar la ubicación de los distintos elementos que conforman el edificio.

Las líneas de malla pueden pertenecer a un sistema cartesiano (rectangular) o a un sistema cilíndrico. En la pantalla del programa es posible visualizar ambos tipos de sistemas al mismo tiempo o uno en especial, empleando las opciones de visualización.

En el sistema cartesiano, las líneas de malla son paralelas a los ejes globales X e Y. En la Figura 3.4a puede observarse la malla rectangular empleada para generar el modelo de un edificio de planta baja que se muestra en la Figura 3.4b.

Con respecto al sistema cilíndrico, las líneas de malla se encuentran espaciadas por un ángulo de giro y una separación radial especificada.

Se pueden definir líneas de malla primarias y secundarias. Las primeras se suelen emplear con frecuencia para ubicar elementos estructurales, por el contrario, las líneas secundarias son opcionales y pueden ayudar a ubicar elementos estructurales secundarios, elementos no estructurales (tabiques), para delimitar aberturas en la losa de piso, ubicar cargas en el edificio, etc.

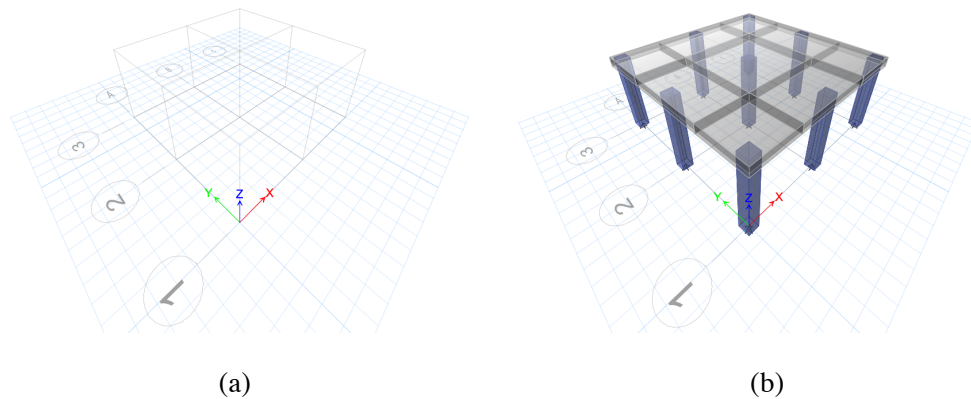


Figura 3.4 Modelo de edificio en ETABS (a) Malla rectangular utilizada. (b) Vista 3D de vigas, columna y losas

3.2.5.2 Pisos

En el programa ETABS, cada piso lo conforman una planta del edificio (techo) y el entrepiso comprendido entre esta planta y la planta inferior. Los objetos que pertenecen a cada piso son los objetos de la planta y los objetos del entrepiso.

Los pisos superiores al plano de la “base”, el cual es un plano predefinido en el programa y que no se puede modificar, pueden ser generados tras especificar su nombre y la altura de su entrepiso.

En la Figura 3.5 se muestra un edificio de 3 pisos y los elementos asociados a cada uno de ellos.

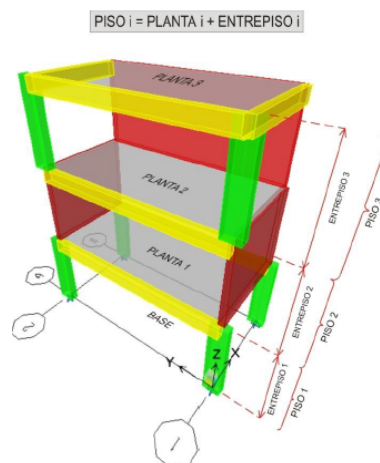


Figura 3.5 Plantas y entrepisos correspondientes a cada nivel de piso (Fuente: Taboada y De Izcue, 2009)

Es posible definir pisos maestros y pisos similares a estos, de tal forma que los cambios que se efectúen en cualquier piso relacionado se reproduzcan automáticamente en el conjunto de pisos similares. De este modo, se pueden añadir o eliminar elementos y cargas en un conjunto de pisos simultáneamente.

3.2.5.3 Sistemas de coordenadas

Para la modelización de los edificios se cuenta por defecto con un sistema cartesiano y dextrógiro, de coordenadas globales X, Y, Z, denominado sistema de coordenadas global, donde el eje Z es vertical y apunta hacia arriba.

Los objetos lineales y de área se orientan dentro del modelo a través de un sistema dextrógiro de ejes locales 1, 2, 3. No existe esta opción para los objetos de punto. ETABS asigna a cada eje local un color, siendo el eje 1 de color rojo, el eje 2 de color blanco y el eje 3 de color azul.

En los objetos de línea, el eje local 1 corresponde a la directriz del elemento y su sentido positivo se dirige desde el extremo inicial “i” hacia el extremo final “j”. Los ejes locales 2 y 3 se disponen en el centroide de la sección transversal. Éstos pueden ser rotados alrededor del eje 1, tal como muestra la Figura 3.6.

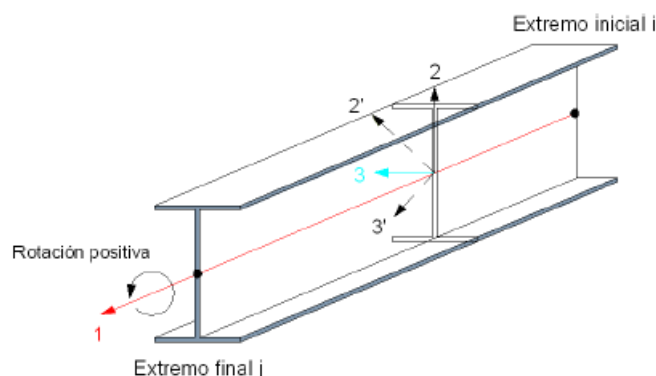


Figura 3.6 Orientación, ubicación y rotación positiva de los ejes locales en objetos de línea
(Fuente: Taboada y De Izcue, 2009)

El programa orienta por defecto los ejes locales según se indica a continuación:

- En las columnas, los ejes 1 y 2 siguen las direcciones +Z y +X, respectivamente.
- En vigas, el eje 2 siempre sigue la dirección +Z. El eje 1 tiene una proyección positiva en la dirección +X, independientemente del sentido en que se dibuje la viga. Sólo cuando la viga es paralela al eje Y, el eje 1 sigue el sentido de dibujo de la viga.
- En elementos inclinados, los ejes 1 y 2 son ascendentes y forman un plano vertical.

En la Figura 3.7 aparecen representados los ejes locales para las columnas, vigas y elementos inclinados.

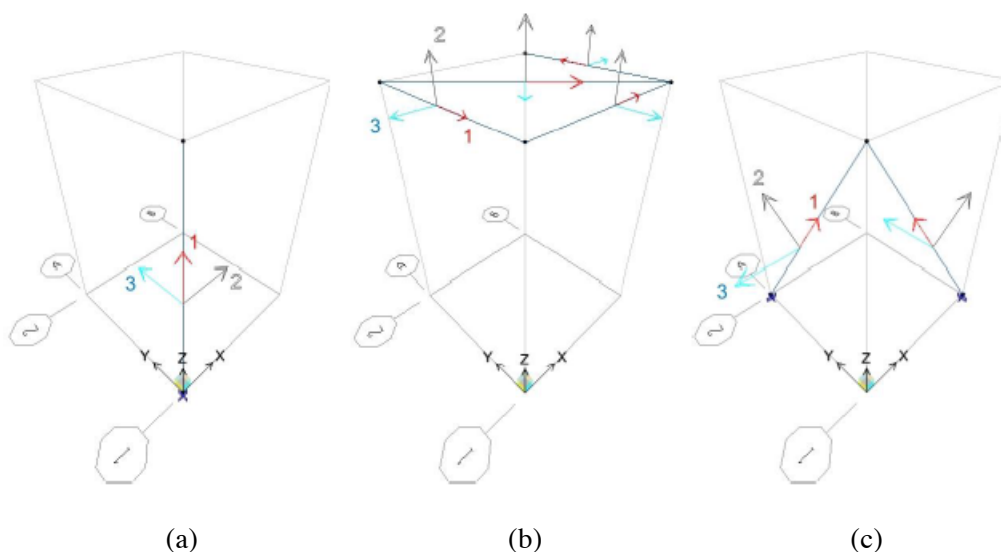


Figura 3.7 Orientaciones de los ejes locales en objetos de línea (a) En columnas. (b) En vigas. (c) En elementos inclinados (Fuente: Taboada y De Izcue, 2009)

En referencia a los objetos de área, el eje local 3 es perpendicular al objeto de área. Los ejes 1 y 2 contenidos en el plano del objeto de área, pueden ser rotados un cierto ángulo alrededor del eje 3, como aparece en la Figura 3.8.

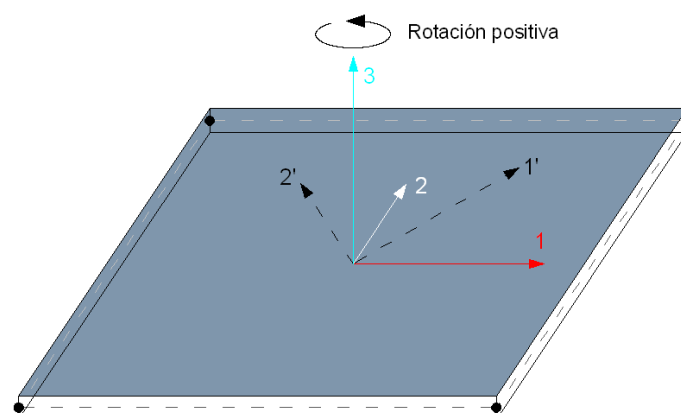


Figura 3.8 Rotación positiva de los ejes locales en objetos de área (Fuente: Taboada y De Izcue, 2009)

En muros, losas y rampas, el eje local 3 se orienta en función del sentido en que se dibujó el elemento. Por ejemplo, para un muro en el plano XZ, el eje 3 sigue la dirección +Y si el muro se dibujó en sentido horario, y sigue la dirección -Y si se representó en sentido antihorario.

El eje local 2 en muros siempre sigue la dirección +Z. En losas, la dirección +Y, y en rampas es siempre ascendente y forma con el eje 3 un plano vertical. En la Figura 3.9 puede verse la disposición que toman los ejes locales en un muro, una losa y una rampa, según el sentido en el que se han creado, representado mediante una flecha circular.

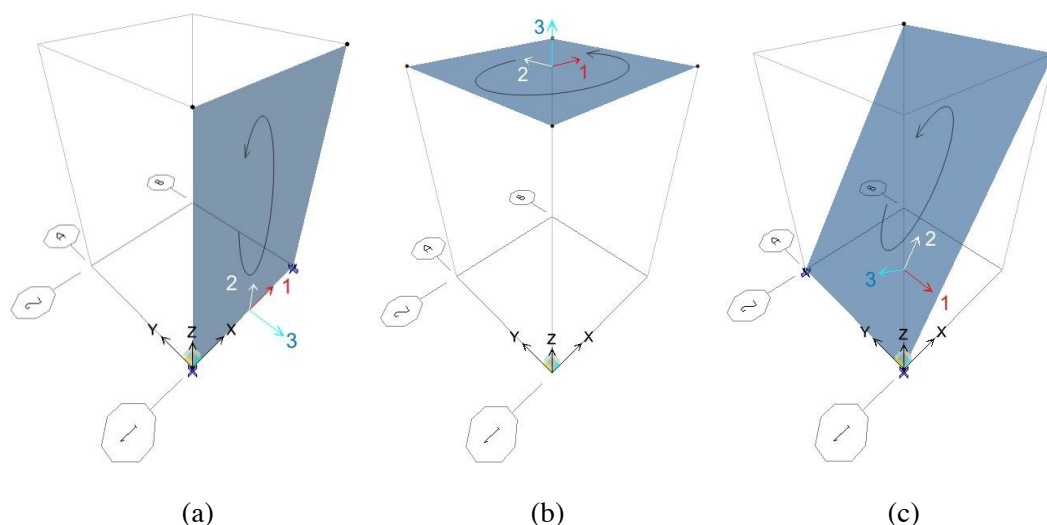


Figura 3.9 Orientaciones de los ejes locales en objetos de área (a) En muros. (b) En losas. (c) En rampas (Fuente: Taboada y De Izcue, 2009)

3.2.5.4 Materiales

ETABS permite la creación de todo tipo de materiales mediante la definición de sus propiedades mecánicas para el análisis y el diseño. Por defecto, el programa dispone de dos materiales: hormigón armado y acero, cuyas propiedades están predefinidas, aunque pueden modificarse.

Las propiedades materiales que se pueden establecer para el análisis son: la masa y el peso por unidad de volumen, el módulo de elasticidad E , el coeficiente de Poisson μ y el coeficiente de expansión térmica α . El módulo de corte G se calcula automáticamente según la ecuación (3.18)

$$G = \frac{E}{2(1 + \mu)} \quad (3.18)$$

Si el material se modela como anisotrópico, se requiere la definición de las propiedades para el análisis en cada dirección, además del módulo de corte.

Las propiedades para el diseño cambian dependiendo del tipo de material elegido para el diseño, pudiendo elegirse entre hormigón o acero.

Si se escoge un diseño mediante hormigón es preciso definir un conjunto de propiedades tales como: la resistencia característica del hormigón f_{ck} , el límite elástico del acero de las barras longitudinales y de la armadura transversal, f_y y $f_{y\alpha}$, respectivamente.

El límite elástico f_y se emplea en los cálculos de la cuantía por flexión y carga axial, mientras que el límite $f_{y\alpha}$ se usa en los cálculos del refuerzo transversal. Por otra parte, si el hormigón que se va a emplear es fabricado mediante áridos ligeros, debe especificarse el factor de reducción de la resistencia al corte que, habitualmente, oscila entre 0,75 y 0,85.

El diseño en acero requiere la definición de propiedades como el límite elástico del acero empleado f_y y la tensión de rotura f_u .

3.2.5.5 Objetos

Objetos de punto

Se trata de objetos que se utilizan para diversas funciones como la conexión de elementos, la modelización de los apoyos de la estructura o como los puntos de aplicación de cargas concentradas.

ETABS procede a la creación automática de estos objetos en los extremos de un elemento tipo barra así como en las esquinas de los elementos tipo área.

Cualquier objeto punto tiene seis grados de libertad (tres desplazamientos y tres giros), que pueden bloquearse a voluntad, por ejemplo para la modelización de los distintos apoyos que se requieran. Por defecto, el programa permite elegir para cada nudo uno de los cuatro casos de restricciones predeterminados y que abarcan los más habituales: apoyo simple, empotramiento, deslizadera y libre.

Tras la realización del análisis, se pueden obtener los desplazamientos en los nudos de la estructura y las reacciones en los apoyos (nudos restringidos).

Objetos de línea

Consisten en líneas rectas conectadas en sus extremos a los nudos de la estructura a las que se les puede asignar una sección transversal de cierto tipo.

Aquellos objetos de línea a los que se les ha asignado propiedades de sección consideran efectos de deformación por fuerza axial, deformación por fuerza cortante, torsión y flexión y se clasifican en base a su orientación en el modelo como objetos de línea tipo: columna (orientación vertical), viga (orientación horizontal) y diagonal.

Los objetos de línea que no poseen propiedades de sección son los de tipo nulo, como la sección *null* y los de tipo “línea de dimensión”. Los objetos de tipo nulo, con sección *null* se utilizan para asignar cargas en su longitud y los objetos de tipo línea de dimensión para acotar el modelo en una vista en planta.

Las propiedades de sección que se pueden asignar a los objetos de línea están formadas por las propiedades del material y las propiedades geométricas de la sección. Las propiedades del material se desarrollaron en el apartado 3.2.9. Las propiedades geométricas agrupan los momentos de inercia, constante torsional, las áreas de corte y el área transversal de la sección.

ETABS dispone de una gran base de datos con secciones predefinidas según diversas instituciones y normas. No obstante, existe la opción de crear secciones transversales comunes con geometrías distintas a las predefinidas. Empleando una serie de plantillas que incorpora el programa, éste realiza el cálculo automático de las propiedades geométricas para la nueva sección generada. La Figura 3.10 muestra las

plantillas disponibles y los parámetros geométricos que se deben definir en cada caso para generar las secciones de los elementos.

Asimismo, si no se ajustan las plantillas disponibles al diseño requerido, es posible dibujar secciones de cualquier tipo a través de la aplicación “Diseñador de secciones”.

Existe la posibilidad de modificar las propiedades geométricas de la sección haciendo uso de la herramienta “Modificadores”, que permite escalar mediante un factor parámetros como el área de la sección, las áreas de corte, la constante torsional, los momentos de inercia, la masa y el peso del material del elemento.

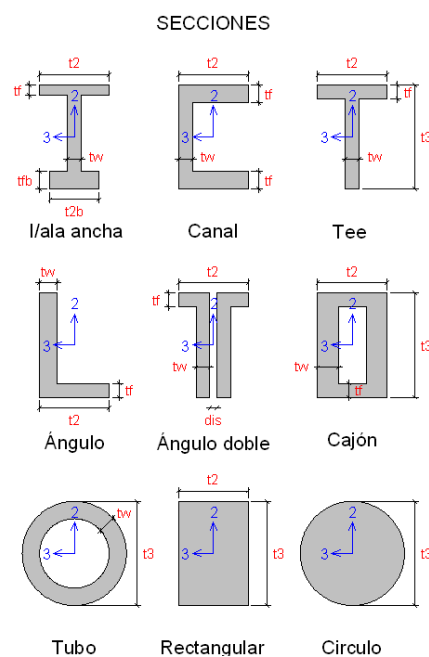


Figura 3.10 Plantillas de secciones para elementos tipo barra (Fuente: Taboada y De Izcue, 2009)

Objetos de área

Las estructuras bidimensionales pueden resultar solicitadas por cargas en su propio plano, cargas perpendiculares a él o una combinación de ambos casos.

Dependiendo de la dirección de las cargas y las condiciones de apoyo de los elementos que componen la estructura, los objetos de área se pueden comportar como placas, membranas o cáscaras.

En relación a las placas, las cargas están aplicadas fuera del plano del elemento y provocan esfuerzos cortantes fuera de su plano, torsiones y flexiones. Debido a ello, es necesario que la placa tenga rigidez a la flexión y a la torsión con el fin de poder resistir las solicitaciones.

En el caso de las membranas, las cargas se aplican en el plano del elemento, produciendo esfuerzos internos normales y cortantes en el plano. Por ello, la membrana debe contar con rigidez en su plano.

En las cáscaras se presenta una combinación de los dos casos anteriores. Las cargas provocan que el elemento se comporte como la suma de una membrana y una placa, exigiendo, por tanto, rigidez en su plano y fuera de él.

La Figura 3.11 muestra los distintos comportamientos que muestra un objeto de área en base a las cargas que lo solicitan, así como la fuerzas internas de un elemento diferencial para cada caso.

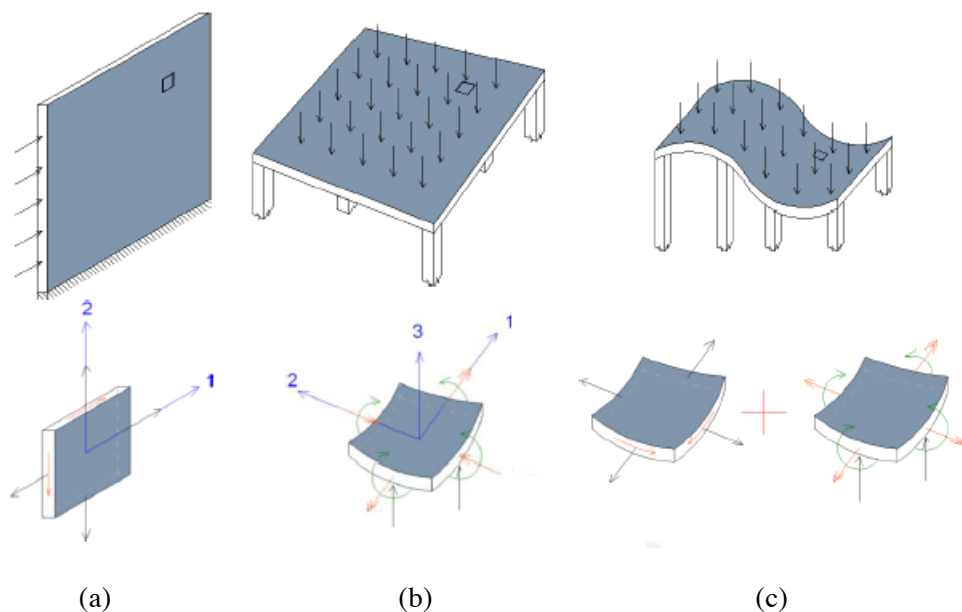


Figura 3.11 Fuerzas internas en elementos diferenciales (a) En una membrana. (b) En una placa. (c) En una cáscara (Fuente: Taboada y De Izcue, 2009)

Habitualmente y por abuso del lenguaje, a los elementos que presentan un comportamiento de membrana se les llama placas y a los que se comportan como placas se les denomina losas. En el caso de las cáscaras reciben el mismo nombre.

Para obtener los esfuerzos y deformaciones en estos objetos de área se utiliza el método de los elementos finitos. De este modo, se aproxima la solución de un problema complejo mediante un modelo que consiste en la solución de una serie de problemas más sencillos que se encuentran relacionados entre sí.

Se representa en la Figura 3.12 una posible división de los objetos de área en elementos finitos rectangulares por medio de una malla.

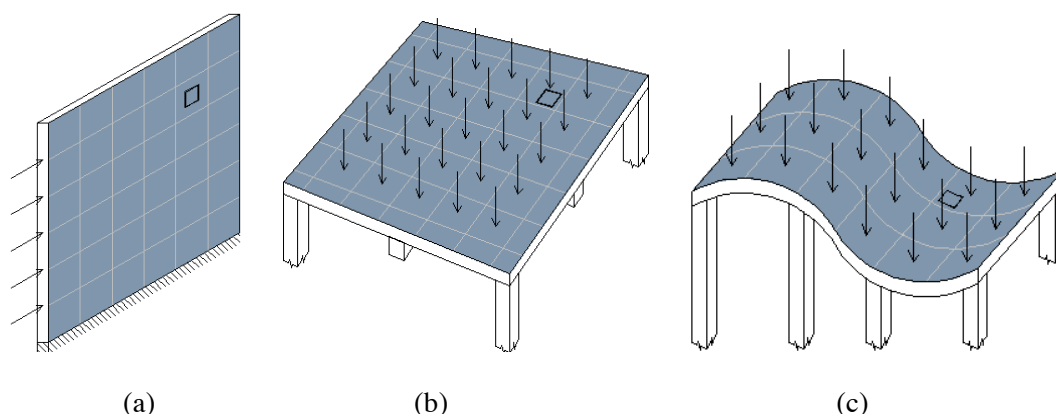


Figura 3.12 Malla de elementos finitos en estructuras bidimensionales (a) En una membrana. (b) En una placa. (c) En una cáscara (Fuente: Taboada y De Izcue, 2009)

La experiencia acumulada en el empleo del método de los elementos finitos recomienda realizar un refinamiento de la malla de elementos finitos en zonas de alta concentración de esfuerzos, cambios pronunciados en la geometría o en zonas próximas a la aplicación de condiciones de frontera o carga. Asimismo, señala que no es preciso hacerlo cuando sólo se quieren obtener desplazamientos.

En ETABS, un objeto de área se puede emplear para modelar las losas y muros del edificio mediante una malla de elementos finitos o como una herramienta de reparto de cargas. A los objetos de área se les puede asignar una sección transversal de diverso tipo o no hacerlo.

Los objetos de área que disponen de propiedades de sección se usan para realizar un análisis mediante elementos finitos y se clasifican según su orientación en el modelo en objetos de área de tipo muro (orientación vertical), tipo piso (orientación horizontal) y tipo rampa (orientación diagonal).

Los objetos de área a los que no se les ha asignado propiedades de sección son los de tipo nulo, como la sección *null*. Un objeto con sección *null* se puede dibujar en cualquier vista y se usa para transmitir las cargas asignadas a él hacia los elementos de la estructura sobre los que apoya aplicando el principio de área tributaria.

Las propiedades de sección que se pueden asignar a los objetos de área están formadas por las propiedades del material y las propiedades geométricas de la sección.

ETABS permite asignar a un objeto de área secciones de losa, muro y cobertura. Los objetos de área con sección de losa y muro pueden ser unidireccionales o bidireccionales. Por el contrario, los objetos de área con sección cobertura son siempre unidireccionales y sus apoyos se orientan por defecto en la dirección del eje local 1.

Frecuentemente, se emplean las coberturas para la ejecución de entrepisos ligeros, a base de una placa colaborante, que ejerce al mismo tiempo de encofrado, sobre la que se dispone una capa de compresión de hormigón.

Las propiedades geométricas que pueden definirse para las secciones tipo losa y muro coinciden, sin embargo, la sección tipo cobertura tiene propiedades diferentes.

En relación a secciones losa y muro, los parámetros que se especifican para definirlos corresponden al material, a los espesores de membrana y flexión y al tipo de comportamiento del elemento (placa, membrana o cáscara).

El espesor de membrana se emplea para calcular la rigidez de la membrana en secciones de cáscara completa y en secciones de membrana pura, así como el volumen del elemento para el cálculo de la masa y el peso propio. El espesor de flexión se utiliza para calcular la rigidez de curvatura y corte transversal en secciones de cáscara completa y secciones de placa pura.

Con respecto a la sección cobertura, ésta se clasifica en tres tipos distintos: sección cobertura rellena, sección cobertura sin rellenar y sección losa maciza. En la Figura 3.13 se representan dichas secciones.

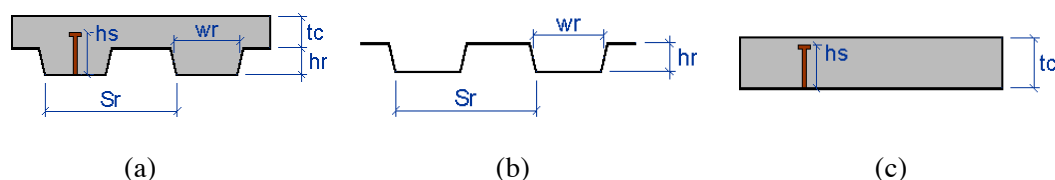


Figura 3.13 Tipos de secciones de los elementos tipo cobertura (a) Cobertura rellena. (b) Cobertura sin rellenar. (c) Losa maciza (Fuente: Taboada y De Izcue, 2009)

Para generar las secciones de cobertura rellena y losa maciza es preciso definir sus parámetros geométricos, las características de los conectores de corte y el peso por unidad de área. En el caso de la cobertura sin rellenar, se requiere especificar sus parámetros geométricos, el espesor de corte de la cobertura y el peso por unidad de área.

Al igual que sucedía con los objetos tipo línea, para los elementos de área también existen los modificadores de propiedades de sección. Éstos se emplean para modificar la rigidez del elemento (variando los factores $f11$, $f22$, $f12$, $m11$, $m22$, $m12$, $v13$, $v23$), como su masa y peso. Los factores $f11$, $f22$ y $f12$ afectan a la rigidez de membrana, los factores $m11$, $m22$ y $m12$ corresponden a la rigidez de flexión y los factores $v13$ y $v23$ a la rigidez al corte.

De importancia destacar que estos factores de modificación sólo afectan las propiedades de análisis, pero no a las propiedades de diseño.

3.2.5.6 Diafragma rígido

En una estructura de edificación típica, las losas que conforman los forjados de entrepiso presentan una rigidez mayor en su plano que fuera de él. Debido a ello, se puede simplificar su análisis al considerarlos como cuerpos de rigidez infinita en su propio plano. En la Figura 3.14 puede observarse el comportamiento que experimenta un diafragma rígido sometido a una carga P cualquiera.

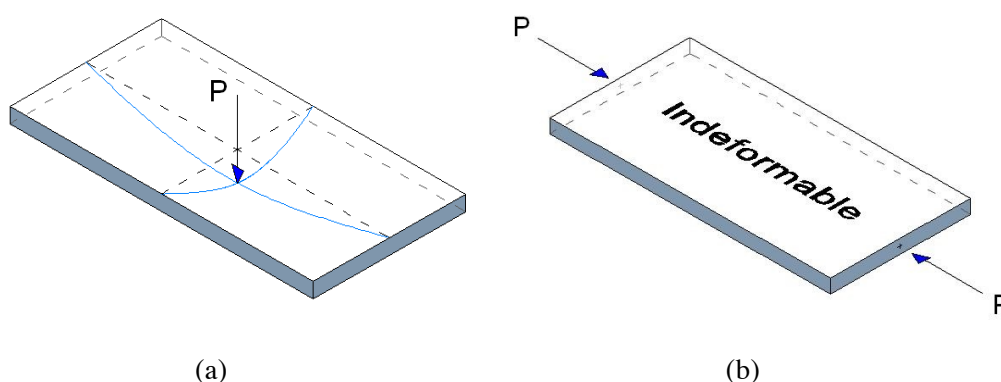


Figura 3.14 Deformaciones internas de una losa ante diferentes tipos de carga (a) Losa cargada transversalmente. (b) Losa cargada en su propio plano (Fuente: Taboada y De Izcue, 2009)

El diafragma rígido es flexible en la dirección perpendicular al plano que ocupa, por ello, para cualquier nudo del diafragma, los posibles desplazamientos verticales y rotaciones alrededor de los ejes horizontales –independientes del movimiento del diafragma– no alteran la simplificación tomada.

Tan sólo es necesario conocer dos desplazamientos horizontales ortogonales (en las direcciones X e Y) y un giro, alrededor de un eje perpendicular al plano que contiene el diafragma (eje Z), para conocer el movimiento que experimenta un diafragma rígido en el plano horizontal.

Se muestra en la Figura 3.15 una estructura de una sola planta formada por cuatro pórticos y un diafragma rígido desplazado una distancia δ , en la dirección global X. Puede apreciarse en esta dirección que los nudos de las columnas unidos a la losa experimentan el mismo desplazamiento horizontal δ , pero con distintos desplazamientos verticales debido a la desigual deformación axial de las columnas, ya que los nudos del lado izquierdo se han desplazado hacia arriba y los del lado derecho hacia abajo.

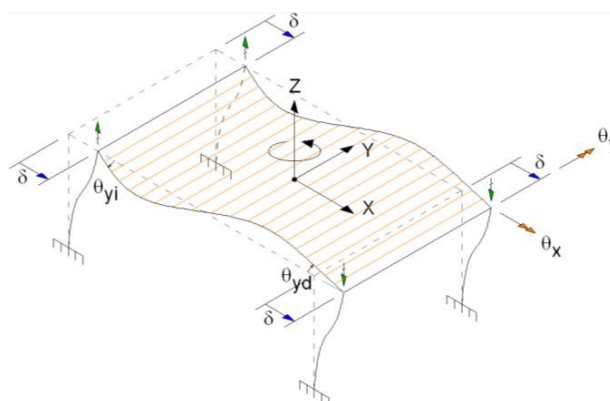


Figura 3.15 Malla de elementos finitos en estructuras bidimensionales (Fuente: Taboada y De Izcue, 2009)

Por otra parte, pueden observarse los giros que presentan los nudos alrededor de los ejes X e Y, producto de las deformaciones por flexión de los elementos. Estos giros son independientes del giro del diafragma.

En conclusión, dos puntos cualesquiera que pertenezcan a la losa de entrepiso (modelizada como diafragma rígido) no pueden experimentar desplazamientos relativos dentro del plano horizontal, sin embargo, pueden presentar desplazamientos relativos en la dirección vertical y giros alrededor de cualquier eje horizontal.

Las ventajas que se obtienen al modelizar una losa de entrepiso como diafragma rígido son las siguientes:

- Se compatibilizan los desplazamientos de todos los elementos contenidos en el diafragma, y se puede analizar la estructura como un conjunto, lo que deriva en resultados más precisos que los obtenidos mediante análisis usando pórticos independientes.
- Se consume menos memoria y tiempo durante el proceso de análisis, dado que se reduce el tamaño de la matriz de rigidez tridimensional del edificio.
- Se reparte automáticamente las fuerzas horizontales a los distintos elementos verticales resistentes, proporcionalmente a sus rigideces.
- Se tiene en consideración el efecto de torsión de toda la estructura, un factor de importancia en el caso de estructuras con resistencia vertical irregular o con plantas irregulares. De esta forma, en estructuras donde los centros de masa y de rigidez no coinciden, la modelización de diafragmas rígidos tiene en cuenta de forma automática la torsión que implica la aplicación de fuerzas horizontales en lugares distintos del centro de rigidez.

Los diafragmas rígidos sólo se pueden asignar a elementos horizontales, siendo incompatibles con los objetos de área tipo muro o rampa.

3.2.5.7 Masas

La masa de la estructura se tiene en cuenta cuando se realiza un análisis modal para calcular los periodos y formas modales de vibración y en un análisis de respuesta en el tiempo o espectral, para calcular las fuerzas de inercia y, a continuación, los esfuerzos internos que éstas producen.

En el caso de los elementos lineales, el cálculo de la masa se realiza mediante la integral del producto de la masa volumétrica del material por su área transversal, a lo largo de la longitud del elemento. En cambio, en los elementos de área la integral se refiere al producto de la masa volumétrica por el espesor del elemento, extendiéndose en toda su área. En cualquier caso, la masa se distribuye, posteriormente, a los nudos de los elementos.

En el programa ETABS existen diferentes métodos de obtener la masa propia del edificio.

Un primer modo de obtener la masa de la estructura es a partir de la masa propia de los elementos y de la masa adicional que se ha asignado a objetos de punto, línea y área. La masa propia se obtiene multiplicando el volumen de cada elemento por su masa por unidad de volumen.

La masa especificada es la masa adicional asignada a los elementos (tabiques, revestimientos, etc.), que se aplica de forma concentrada a los objetos de punto y de manera uniformemente distribuida a los objetos de línea y de área.

Un segundo método para la obtención de la masa del edificio consiste en su definición a través de una combinación de los casos de carga definidos previamente. La masa total resulta la suma de las cargas, afectadas por un factor de ponderación según cada caso de carga, dividida entre la gravedad. En este caso, tan sólo se consideran las cargas en la dirección global Z. Si se escoge este método como fuente de masas, ETABS ignora cualquier masa adicional asignada a los objetos del modelo.

Por último, existe la opción de combinar los dos modos anteriores para la obtención de la masa del edificio, que sería la suma de las cargas propias de los elementos, las masas adicionales que se hayan asignado y la masa obtenida de la combinación de los casos de carga.

Para los tres métodos descritos es posible escoger entre “incluir sólo la masa lateral” y/o “concentrar la masa lateral en las plantas”. Si se elige la primera opción, se incluirán exclusivamente en el análisis las masas traslacionales asignadas en las direcciones globales X e Y, y los momentos de inercia rotacionales de masa alrededor del eje global Z, no teniendo en consideración la dinámica vertical de la estructura.

Seleccionando la opción de controlar la masa lateral en los pisos, durante el análisis, la masa lateral situada entre dos plantas se concentrará en la planta más próxima a la citada masa.

3.2.5.8 Cargas

Cargas en objetos de punto

A un objeto de punto se le puede asignar: fuerzas, desplazamientos y cambios de temperatura.

Para asignar una carga de fuerza a un objeto de punto, se debe indicar la magnitud de las fuerzas o momentos en la dirección de los ejes globales, considerando que la dirección positiva de las fuerzas y momentos se corresponde con la dirección positiva de los ejes globales, representados en la Figura 3.16a.

Las cargas asignadas en los puntos ubicados a lo largo de un objeto de línea o perteneciente al plano que ocupa un objeto de área, pasan a formar parte del caso de carga especificado siempre que el objeto de línea o de área disponga de mallado automático.

Para asignar una carga de desplazamiento δ a un objeto de punto es necesario indicar el desplazamiento en los ejes de coordenadas globales, como puede observarse en la Figura 3.16b.

El desplazamiento asignado a un nudo es considerado como carga estática sólo si con anterioridad se le ha asignado a éste una “conexión al suelo” en la misma dirección de su desplazamiento (traslación o rotación).

Se define “conexión al suelo” como una restricción, resorte o elemento de enlace.

Este movimiento produce un impacto en la estructura si el objeto de punto se encuentra conectado de forma directa a un objeto estructural o apoya sobre un objeto de área de tipo piso que ETABS pueda dividir automáticamente.

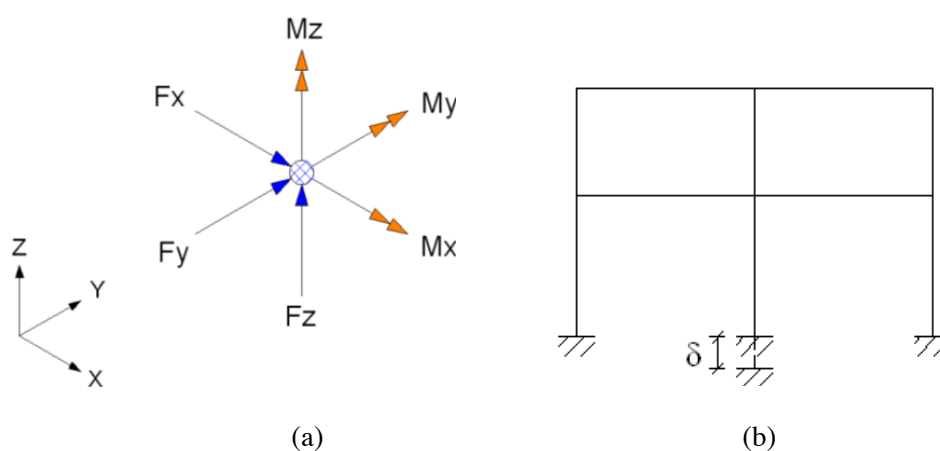


Figura 3.16 (a) Sentido positivo de las fuerzas y momentos en un objeto de punto. (b) Asentamiento en apoyo (Fuente: Taboada y De Izcue, 2009)

Por último, existe la opción de asignar un cambio de temperatura a un objeto de punto para definir un gradiente de temperatura uniforme a lo largo de los elementos tipo barra o cáscara que se conectan al nudo.

Al asignar un cambio de temperatura en los nudos extremos de los objetos de línea o en los nudos de las esquinas de los objetos de área, el programa interpola linealmente los valores del cambio de temperatura a lo largo de ellos.

Cargas en objetos de línea

A un objeto de línea se le puede asignar: cargas concentradas, cargas distribuidas y cambios de temperatura.

Se precisa indicar la dirección, magnitud y distancia con respecto al extremo i del objeto de línea de la carga concentrada (fuerza o momento) que se le quiera asignar. Esta distancia puede ser absoluta o relativa, pudiendo actuar la carga en la dirección de los ejes locales o globales.

Con respecto a las cargas distribuidas, éstas pueden ser fuerzas o momentos y tener una distribución uniforme o trapezoidal. Se requiere especificar la magnitud y dirección en la que actúa la carga para poder asignarla a un objeto de línea.

Sin embargo, en el caso de las cargas trapezoidales, además de definir la dirección en la que actúan, es preciso indicar la magnitud de la carga y su distancia con respecto al extremo i del elemento, para los diferentes trapecios consecutivos. Estas distancias pueden ser relativas o absolutas.

Se puede orientar la carga en la dirección de los ejes locales y globales. Para los objetos de línea inclinados, una fuerza distribuida, orientada en alguno de los ejes globales, puede actuar por unidad de longitud del objeto o por unidad de longitud proyectada del objeto en el eje global perpendicular a la carga.

Al igual que para objetos de punto, es posible asignar variaciones de temperaturas a un objeto de línea mediante la definición del valor del cambio uniforme de temperatura en el mismo. Otra manera consiste en especificar los cambios de temperatura en los nudos extremos del objeto de línea, del mismo modo que el empleado en los objetos de punto.

Es posible combinar cambios de temperatura asignados a objetos de línea con cambios de temperatura en los nudos de sus extremos. En tales casos, el programa suma ambas cargas de temperatura.

Cargas en áreas

A un objeto de área se le puede asignar: cargas uniformes, cargas de temperatura y cargas de viento.

Se requiere definir la magnitud y la dirección de la carga actuante en el objeto de área para su asignación. Esta carga se puede orientar en la dirección de los ejes locales y globales.

Para los objetos de área inclinados, una fuerza distribuida, orientada en alguno de los ejes globales, puede actuar por unidad de superficie del objeto o por unidad de superficie proyectada del objeto en el eje global perpendicular a la carga.

Para asignar un cambio de temperatura a un objeto de área se debe indicar el valor del cambio uniforme de temperatura sobre la superficie de un objeto de área. Asimismo, existe la posibilidad de asignar una variación uniforme de cambio de temperatura al definir los cambios de temperatura en los nudos extremos del objeto de área, como se indicó en el apartado de cargas en objetos de punto.

Es posible combinar cambios de temperatura asignados a objetos de área con cambios de temperatura en los nudos de sus esquinas. En dichos casos, el programa suma ambas cargas de temperatura.

Capítulo 4

MODELOS DE EDIFICIO ANALIZADOS

4.1 INTRODUCCIÓN

El terremoto acontecido en Lorca el 11 de mayo de 2011 ha sido el más importante que ha sufrido el territorio peninsular español en los últimos 58 años, desde el sismo de Albolote (Granada) de 1956 que, casualmente, fue de igual tipo y presentó una magnitud de 5,1 grados en la escala de Richter, la misma que el de Lorca.

En estas casi seis décadas que han transcurrido desde el suceso de un terremoto importante en la península, la tipología de los edificios ha cambiado completamente, pasando de edificios de muros de fábrica de hasta dos plantas de altura, a la generalización de edificios de pisos de una media de 6 plantas, con pilares, vigas y forjados de hormigón armado y nudos rígidos.

Resulta importante extraer experiencias constructivas del comportamiento que han tenido los edificios de Lorca, puesto que es el único caso real de que se dispone para su estudio y que puede proporcionar gran cantidad de datos e información, que servirán para mejorar la seguridad estructural antisísmica de edificios actuales y futuros en España.

En Lorca ha quedado constatado el mal comportamiento de las estructuras de fábrica de ladrillo con las que está construido el patrimonio histórico. Se ha comprobado que, a excepción de un único edificio, las modernas estructuras de hormigón y acero han sobrevivido a una aceleración sísmica que triplica la prevista en la norma sismorresistente NCSE-02 con las que fueron proyectadas.

Por otra parte, también se ha registrado un nefasto comportamiento de los elementos de fábrica (petos, cerramientos y tabiques de ladrillo), con derrumbes generalizados que fueron los causantes de los graves daños materiales en las viviendas aledañas y las víctimas humanas. Se trata de elementos “no estructurales”, pero la norma NCSE-02 establece unas condiciones para ellos que parece ser que no se cumplieron en los edificios construidos desde su implantación legal.

El análisis del comportamiento real de las construcciones, en los escasos grandes sismos acontecidos en dinámica sísmica reciente de la Península Ibérica, arroja importantes conclusiones que permiten valorar la seguridad estructural de los edificios construidos y mejorarla en el futuro.

La ingeniería estructural de edificación se trata de una técnica (una ciencia aplicada) y, por ello, su principal base de conocimiento la constituye la experimentación, más que el análisis mediante hipótesis de cálculo que, aunque aplicables a los edificios nuevos, no sirven para explicar el comportamiento de las estructuras antiguas que, por el contrario, sí pueden ser correctamente diagnosticadas a través de su comportamiento real ante los terremotos.

Las estructuras responden de diferente manera ante cada terremoto, ya que influyen numerosos factores, como las características dinámicas del sismo, la composición litológica del suelo afectado y las peculiaridades de las estructuras de los edificios. En España se cuenta con tres terremotos de importancia especial para la ingeniería estructural: el de Lisboa (1755), el de Albolote (1956) y el de Lorca (2011).

El gran terremoto de Lisboa (1755), con una magnitud de entre 8° y 9° en la escala de Richter, sucedió fuera de la Península, a más de 300 km al S-SO del Cabo de San Vicente, no obstante, produjo graves afecciones y muertos en España: daños en numerosas estructuras de fábrica de mampostería de torres y cruceros de catedrales, grandes iglesias y murallas en el cuadrante SO de la Península, aunque escasos daños en el caserío popular.

El sismo de Albolote (Granada, 1956) fue un terremoto de fallas (alejado de zonas de subducción) que, a pesar de su “baja” magnitud en la escala de Richter (5,1°), ocasionó el colapso de la práctica totalidad de las viviendas, construidas mediante muros de fábrica de mampostería y de tapial, y un máximo de dos plantas de altura, ya que se produjo justo bajo el núcleo urbano.

El terremoto de Albolote (9 muertos) y el de Lorca (11 víctimas) son los mayores terremotos con pérdidas humanas en España desde el siglo XX.

Las experiencias constructivas más importantes para la ingeniería sismorresistente en España se extraerán ahora del sismo de Lorca por una razón muy simple: se trata de la primera ocasión en la historia que los edificios actuales, a base de pórticos con nudos rígidos, forjados de hormigón y varias plantas de altura (del orden de 6), son sometidos a una aceleración sísmica de tal envergadura.

El sismo de Lorca es idéntico (referido a las acciones contra los edificios) al de Albolote, ya que han coincidido tanto en la magnitud (5,1° Richter), como en la aceleración sísmica (0,36g y 0,37g), pero afectando a una tipología edificatoria radicalmente diferente, mucho más moderna.

En el terremoto de Lorca se ha puesto a prueba por primera vez la seguridad antisísmica de los edificios nuevos, con resultado satisfactorio desde el punto de vista de la seguridad estructural, ya que de los más de 3000 edificios nuevos, sólo dos de ellos no lograron superar el terremoto. Uno de ellos no colapsó durante el sismo, si no que se hundió días después antes una mínima acción de las máquinas durante los trabajos de rehabilitación.

Los daños en los edificios nuevos, de estructura aporticada de hormigón armado, se producen, generalmente, en la planta baja, debido a que es la planta con menos posibilidades de absorber, a través de su deformación, la energía del terremoto).

Transcurrido un tiempo prudencial desde el evento sísmico, que ha posibilitado el análisis de los daños estructurales en los edificios nuevos, ya es posible realizar un diagnóstico para extraer conclusiones.

La estructura tipo de edificio (en Lorca y, en general, en la mayor parte de España) está realizada con hormigón armado, a base de cimentación directa por zapatas, con atado de cimientos, como mínimo en el perímetro, con muros de sótano, pilares, vigas planas y forjados unidireccionales. Se encuentran casos de edificios con forjado reticular o con losas macizas.

Los daños en las estructuras han aparecido en los nudos de las plantas bajas (primer forjado sobre el terreno) y en algunos casos, independientemente de otros problemas, se han detectado defectos de armado de los pilares (usualmente falta de cercos en las cabezas de los pilares). La actual instrucción (EHE-08) prevé este fenómeno y obliga al refuerzo de los cercos de los pilares de hormigón en las zonas sísmicas y a la prolongación del anclaje de las armaduras, de la misma manera que lo refleja la norma NCSE-02.

Como ya se mencionó en capítulos anteriores, uno de los elementos estructurales que ha ocasionado más fallos son los pilares cortos, que emergen de los muros de sótano hasta el primer forjado. Este tipo de pilar, de reducida esbeltez, presenta una gran rigidez y concentra una elevada cantidad de la energía que introduce el sismo, que provoca su cizallamiento.

Consiste en un elemento fácilmente prescindible, tan sólo con hacer llegar el muro de sótano hasta el primer forjado, por lo que se puede calificar el fallo como “absurdo”, pero también es cierto que no se tenían experiencias reales previas que hubieran constatado ese comportamiento sísmico tan deficiente.

Un análisis específico precisa el único edificio nuevo que colapsó durante el sismo, localizado en la calle Infante Juan Manuel nº 5, de tres plantas de altura:

- Se trata de la primera vez en España que puede verse un edificio derrumbado con “forjados apilados”, fenómenos que sí se había constatado en otros lugares del mundo (Japón, Chile, Perú, Haití, Italia, Turquía...). Es el tipo de colapso estructural que provoca el mayor número de víctimas humanas, al quedar las personas atrapadas dentro.
- Se ha comprobado que el colapso fue provocado por el fallo de los pilares cortos de la planta baja, que hicieron perder el equilibrio al bloque completo del edificio que, en su choque contra el suelo de la calle, seccionó los pilares de todas las plantas por la base y por la cabeza, provocando ese apilamiento de forjados.

- Sin embargo, otro edificio situado al lado opuesto de la calle, de la misma configuración estructural, sufrió daños en las cabezas de los pilares cortos de la planta baja, aunque no llegó a derrumbarse, dejando constancia de la incertidumbre que presenta un evento sísmico.

Por todo lo anterior y debido a la gran relevancia que, por desgracia, ha adquirido este terremoto, se decidió escoger como modelos estructurales para llevar a cabo el presente estudio, edificios cuya tipología fuera habitual encontrar en el municipio de Lorca y que, por extensión, también se suelen encontrar en el resto de localidades de la Región de Murcia y el sureste español en general.

De esta manera, se construyeron tres modelos de edificios “tipo” mediante el programa de cálculo estructural ETABS. Estos modelos comparten entre sí la configuración estructural, a base de pórticos de hormigón armado de nudos rígidos y se diferencian en el número de plantas y en el tipo de forjado (unidireccional y bidireccional).

Todos ellos representan un edificio que se encuentra ubicado en una de las dos fachadas que componen la habitual manzana rectangular de bloques de pisos que se encaja entre cuatro calles. El edificio en estudio corresponde a uno de medianería, no de esquina, por lo que sus fachadas laterales colindan con sendos edificios, al igual que su fachada trasera, que limita con el edificio de la calle opuesta, tal como se muestra en la Figura 4.1 con sombreado de líneas diagonales en azul marino.



Figura 4.1 Localización genérica de los edificios en estudio

Debido a que la fachada principal de los edificios “tipo” limitan con la calle y a que, siguiendo el estándar de diseño que se observa en el municipio, éstos cuentan con un sótano mediante muros de hormigón que sólo llegan hasta la rasante de la vía, se forman bajo el forjado de la planta baja múltiples pilares cortos.

De esta forma, se intenta reproducir de la manera más fiel posible el comportamiento que presentaron estos edificios de nueva construcción frente a la acción

sísmica que introdujo el sismo de Lorca, para poder constatar con exactitud de qué manera afecta la presencia de los pilares cortos a la estructura.

Además, el estudio también pretende estudiar de qué forma habrían respondido los edificios si no hubiesen contado con pilares cortos. Por ello, se generaron otros tres modelos más de edificios, que se tratan de los originales pero sin la presencia de pilares cortos en la estructura. A los edificios con pilares cortos se les denominó con la letra “C”, y a los modelos sin ellos mediante la letra “S”.

En resumen, los modelos de edificios que se construyeron son:

- Modelo 5U-S y 5U-C: edificio de planta baja más tres y sótano. Estructura aporticada de nudos rígidos y hormigón armado. Forjados de losa unidireccional.
- Modelo 5B-S y 5C-C: edificio de planta baja más tres y sótano. Estructura aporticada de nudos rígidos y hormigón armado. Forjados de losa bidireccional.
- Modelo 9U-S y 9U-C: edificio de planta baja más ocho y sótano. Estructura aporticada de nudos rígidos y hormigón armado. Forjados de losa unidireccional.

En los siguientes apartados se describe en detalle cada uno de ellos, aportando información específica sobre geometría, materiales, secciones de los elementos estructurales, etc.

Asimismo, se realizan los cálculos necesarios para llevar a cabo los análisis estructurales con los que se obtienen los resultados mostrados en el capítulo 5.

4.2 PARÁMETROS DE DISEÑO

4.2.1 Normativa utilizada

Las normativas aplicadas y consideradas en el cálculo de las estructuras son:

- CTE DB-SE, CTE DB-SE-AE.
- EHE-08 Instrucción de hormigón estructural.
- NCSE-02 Norma de construcción sismorresistente española.
- EC-8: proyecto de estructuras sismorresistentes. Parte 1.

4.2.2 Materiales

En este apartado se definen las características de los materiales empleados en los edificios.

4.2.2.1 Determinación del ambiente

Las estructuras están situadas en la localidad de Lorca, en la Comunidad de Murcia. Se adopta la clase general de exposición IIb, ambiente de humedad media con exteriores en ausencia de cloruros, sometidos a la acción del agua de lluvia, en zonas con precipitación media anual inferior a 600 mm.

4.2.2.2 Tipo de hormigón adoptado

En base al tipo de clase de exposición y de las necesidades resistentes de los diferentes elementos estructurales, se ha adoptado el tipo de hormigón para pilares, vigas, losas y muros que se muestra en la Tabla 4.1.

Tabla 4.1 Características del hormigón

Denominación	HA-30/B/20/IIb
Cemento	CEM I-32,5N
Máxima relación agua/cemento	0,55
Mínimo contenido de cemento	300 kg/m ³
Tipo de árido	Machaqueo
Tamaño máximo del árido	20 mm
Resistencia característica	A los 7 días: 20 MPa A los 28 días: 30 MPa
Coef. dilatación térmica	$\alpha = 10^{-5} (^{\circ}\text{C})^{-1}$

4.2.2.3 Acero de la armadura pasiva

Las características del acero de la armadura pasiva se recogen en la Tabla 4.2.

Tabla 4.2 Características del acero de las armaduras pasivas

Tipo	B-500SD
Límite elástico (f_{yk})	≥ 500 MPa
Tensión de rotura (f_u)	≥ 550 MPa
Módulo de elasticidad	200 000 MPa

4.2.3 Estados límite, coeficientes de seguridad y de combinación de acciones

4.2.3.1 Estados límite

El análisis del edificio se ha llevado a cabo empleando la hipótesis de combinación de acciones en estado límite último y para situaciones sísmicas que indica la norma EHE-08 en su artículo 13.2 del *Capítulo III. Acciones*.

$$\sum_{j \geq 1} (\gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{G*,j} G_{k,j}^*) + \gamma_A A_{E,K} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

donde

$G_{k,j}$	valor característico de las acciones permanentes
$G_{k,j}^*$	valor característico de acciones permanentes de valor no constante
$A_{E,K}$	valor característico de la acción sísmica
$\psi_{2,i} Q_{k,i}$	valores representativos cuasipermanentes de las acciones variables con la acción determinante o con la acción accidental

4.2.3.2 Coeficientes de combinación de acciones

Para el cálculo del valor representativo de las acciones se establecen los siguientes valores de coeficientes de simultaneidad según el CTE DB SE, recogidos en la Tabla 4.3.

Tabla 4.3 Coeficientes de simultaneidad

Coeficiente de simultaneidad	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
SCU. Zonas residenciales	0,7	0,5	0,3
SCU. Cubiertas transitables residenciales	0,7	0,5	0,3
Nieve ($h \leq 1000$ m)	0,5	0,2	0
Viento	0,6	0,5	0

4.2.3.3 Coeficientes de seguridad de las acciones

De acuerdo con la Instrucción EHE-08, los coeficientes de seguridad de acciones en ELU para situación accidental son los recogidos en la Tabla 4.4.

Tabla 4.4 Coeficientes de seguridad de acciones en ELU para situación accidental

Tipo de acción	Favorable	Desfavorable
Permanente	$\gamma_G = 1,00$	$\gamma_G = 1,00$
Permanente de valor no constante	$\gamma_G^* = 1,00$	$\gamma_G^* = 1,00$
Variable	$\gamma_Q = 0,00$	$\gamma_Q = 1,00$
Accidental	$\gamma_A = 1,00$	$\gamma_A = 1,00$

4.2.4 Durabilidad

4.2.4.1 Vida útil

Las estructuras se proyectan para una vida útil de 50 años, puesto que se tratan de edificios residenciales.

4.2.4.2 Recubrimientos

Se adoptan los recubrimientos nominales mínimos fijados por la Instrucción, obtenidos como suma del recubrimiento mínimo y el margen de recubrimiento en función del Nivel de Control de la Ejecución, tal como se muestra en la Tabla 4.5.

Tabla 4.5 Recubrimientos mínimos

Recubrimientos mínimos				
Elemento estructural	Hormigón	r_{min} (mm)	Δr (mm)	r_{nom} (mm)
Losas, pantallas y pilares	HA-30/B/20/IIb	20	10	30
Cimentaciones	HA-30/B/20/IIb	20	10	30

4.2.5 Acciones

4.2.5.1 Acciones permanentes

Para los edificios en estudio, las acciones permanentes actuantes consisten, por una parte, en el peso propio de los elementos estructurales (pilares, vigas, muros, forjados y escaleras), obtenido considerando de un peso específico del hormigón de 25 kN/m^3 .

Por otra parte, actúa la carga muerta correspondiente al peso de los suelos, falsos techos y la tabiquería interior. También se engloba dentro de la carga muerta el peso de los cerramientos exteriores y de los parapetos de cubierta.

La tabiquería, al ser viviendas, se considera como un peso repartido sobre toda la superficie de la planta. El peso de las fachadas y elementos de compartimentación pesados se asigna a los elementos que, inequívocamente, van a soportarlos.

El valor de las diferentes acciones que componen la carga muerta se muestra en la Tabla 4.6:

Tabla 4.6 Valores de la carga muerta

Elementos superficiales	
Solado	1 kN/m^2
Aislamiento de cubierta	1 kN/m^2
Instalaciones	$0,3 \text{ kN/m}^2$
Tabiquería	1 kN/m^2
Elementos lineales	
Cerramientos	7 kN/m
Parapetos	3 kN/m

4.2.5.2 Acciones variables

Las acciones variables consideradas corresponden a la sobrecarga de uso sobre los forjados de entrepiso y la cubierta del edificio, así como al viento y a la nieve. No obstante, debido a la hipótesis de combinación de cargas para la situación sísmica, las

acciones de viento y nieve no es necesario tenerlas en cuenta ya que se anulan al ser multiplicadas por el coeficiente de simultaneidad. El valor de la sobrecarga de uso se recoge en la Tabla 4.7.

Tabla 4.7 Valores de la sobrecarga de uso

SCU. Zonas residenciales	2 kN/m ²
SCU. Cubiertas transitables residenciales	2 kN/m ²

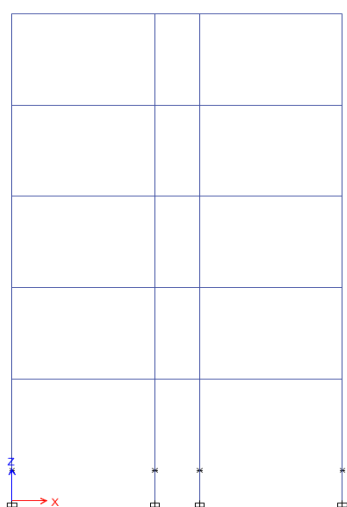
4.2.5.3 Acciones accidentales

Se tiene en consideración como acción accidental la carga sísmica de proyecto que establecen las normas de construcción sismorresistente NCSE-02 y EC-8 para los casos de análisis modal espectral y análisis por el método de las fuerzas estáticas equivalentes. En los análisis dinámicos se emplea como acción sísmica la correspondiente al acelerograma registrado en Lorca durante el sismo de mayo de 2011.

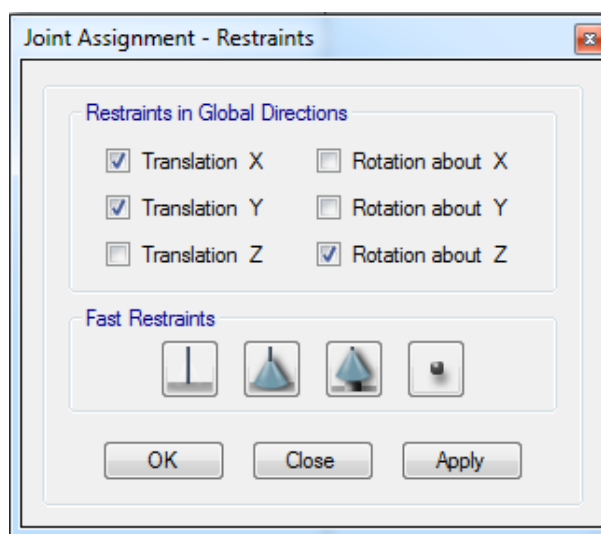
4.2.6 Diferencia entre el modelo S y C: modelización de pilares cortos

La diferencia única y fundamental entre el modelo tipo S y tipo C de cada uno de los tres casos de edificios estudiados, consiste en la modelización de columnas cortas en los cuatro pilares del lado de fachada que se orienta hacia la calle.

Estos pilares cortos se han modelizado introduciendo unas restricciones en el nodo que se encuentra a $\frac{1}{4}$ de distancia del empotramiento en cimentación de cada uno de los cuatro pilares originales, tal como se muestra en la Figura 4.2 para el caso del edificio tipo 5U-C. Las restricciones impuestas en este *joint* son, por un lado, el bloqueo del desplazamiento en X e Y y, por otro, la anulación del giro alrededor del eje Z.



(a)



(b)

Figura 4.2 Modelización de columnas cortas. (a) Vista en alzado de las restricciones introducidas en los pilares. (b) Menú de parámetros para restricciones en nodos

Estas restricciones posibilitan la simulación del comportamiento que tiene un pilar corto de 1 m de altura en la realidad y permite el estudio de la respuesta que presentan bajo la acción de cargas sísmicas.

4.3 MODELO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO 5U-S Y 5U-C

4.3.1 Características geométricas

4.3.1.1 Geometría y dimensiones del edificio

En las Figuras 4.3 y 4.4 se representan varias vistas del edificio en estudio, donde puede verse claramente la configuración estructural que presenta.

Al tratarse de un edificio formado por forjados unidireccionales, las únicas vigas existentes son las perimetrales y las que cierran los huecos de los patios de luces, ascensor y escaleras, así como las perpendiculares a la dirección que siguen las viguetas del forjado unidireccional, donde apoya éste último.

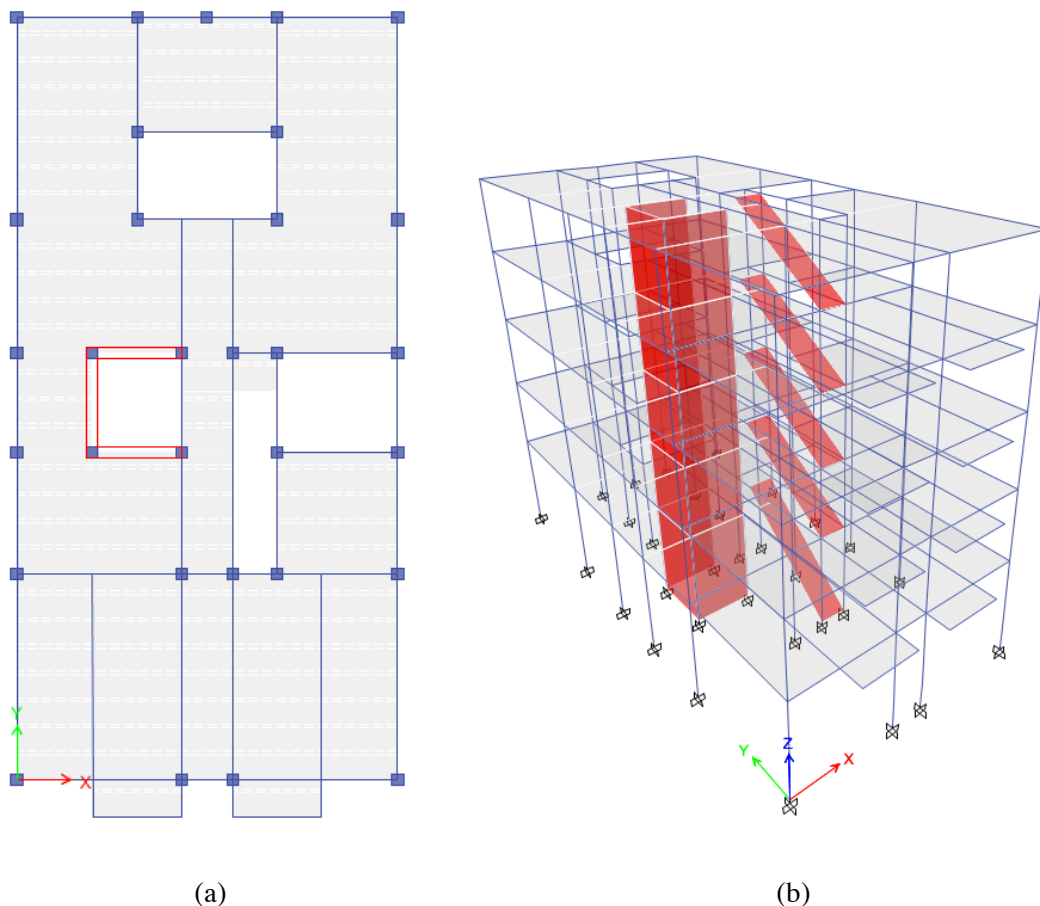
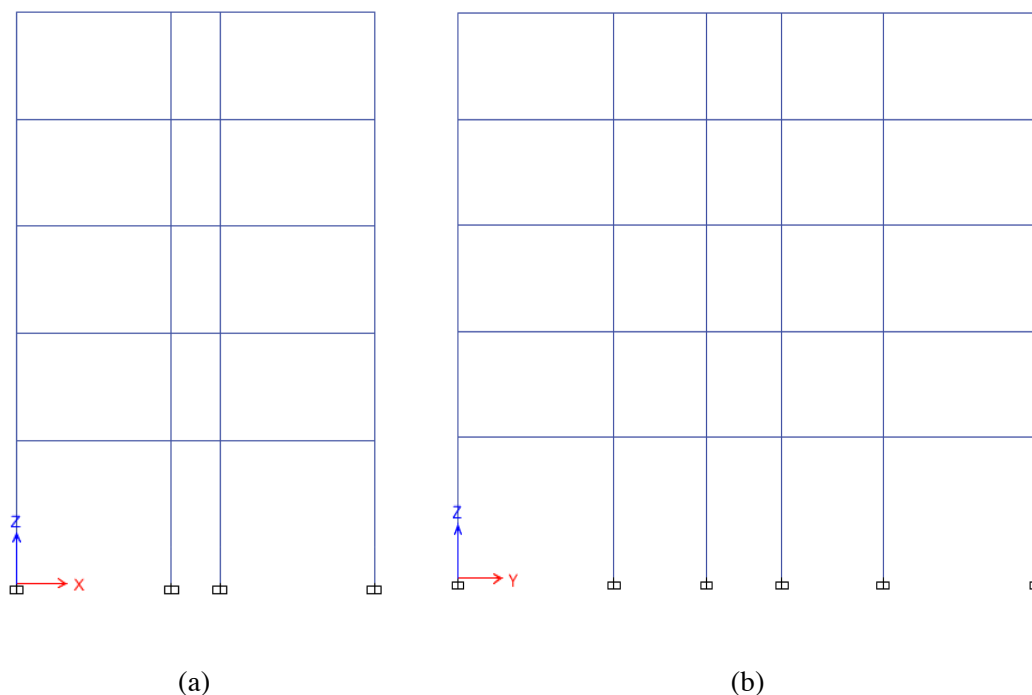


Figura 4.3 Edificio tipo 5U-S y 5U-C. (a) Planta. (b) Vista 3D



(a) (b)
Figura 4.4 Edificio tipo 5U-S y 5U-C. (a) Alzado. (b) Perfil

Se trata de un edificio de base rectangular, de lado mayor de 20,00 m de longitud y lado menor de 10,00 m. El edificio cuenta con un semisótano, planta baja más tres plantas. Además, dispone de dos balcones por planta situados en la fachada del lado menor que da a la calle.

Como puede observarse, consiste en un edificio destinado a uso comercial en la planta baja y residencial en el resto de plantas. Dispone de ascensor y escaleras, así como de dos patios de luces. La altura de planta genérica es de 3,00 m, excepto para la planta baja, cuya altura es de 4,00 m.

4.3.1.2 Geometría y dimensiones de los elementos estructurales y de cimentación

Aunque la cimentación real del edificio consistiría en la losa del semisótano, para el modelo generado en ETABS se ha supuesto que el nivel cero o nivel “suelo” para el análisis corresponde a la rasante de la calle, por lo que el semisótano queda fuera del análisis y se considera que los pilares que acometen hasta él se encuentran empotrados.

Con respecto a la sección de los pilares, éstos tienen dimensiones diferentes a medida que cambia la altura, sin embargo, el pilar tiene el mismo volumen para una misma planta. En la Tabla 4.8 se muestran las dimensiones de las columnas del edificio en función de la planta que ocupan.

El armado longitudinal de los pilares es el mismo para todas las plantas y está formado por tres barras de diámetro 20 mm en cada cara de los pilares, sumando un total de ocho barras longitudinales por columna. Como armadura transversal se disponen cercos de 8 mm distanciados entre sí 100 mm.

Tabla 4.8 Secciones de columnas para el edificio tipo 5U-S y 5U-C

Planta	Sección de columna (mm)
Baja	400×400
Primera	350×350
Segunda	350×350
Tercera	300×300
Cuarta	300×300

Por otra parte, la sección de las vigas es la misma para todas las plantas del edificio. Consisten en vigas planas con una sección de 300×500 mm. Estas vigas cuentan con un refuerzo longitudinal de cuatro redondos de 12 mm en cara superior e inferior, así como una armadura de cortante a base de cercos de diámetro 8 mm separados cada 150 mm.

Con respecto a las losas de entrepiso, todos los forjados de las distintas plantas son iguales, siendo del tipo de losa aligerada unidireccional. Las características de esta losa se representan en la Tabla 4.9.

Tabla 4.9 Dimensiones del forjado unidireccional del edificio tipo 5U-S y 5U-C

Espesor de loseta	50 mm
Canto total	300 mm
Espesor de nervios	90 mm
Espaciamiento entre nervios	700 mm

Los muros de hormigón armado que conforman la caja del ascensor presentan un espesor de 300 mm. Estos elementos estructurales conforman el núcleo de rigidización del edificio y le confiere resistencia lateral para soportar las fuerzas horizontales que introduzcan acciones como el viento o el sismo.

Por último, las escaleras se han modelizado como losas macizas uniformes de 220 mm de espesor equivalente.

4.3.2 Métodos de análisis sísmico

4.3.2.1 Método de las fuerzas estáticas equivalentes

Según la descripción del método de las fuerzas equivalentes propuesto por la norma NCSE-02 que se realizó en el apartado 2.6 del capítulo 2, se calculan los parámetros necesarios para llevar a cabo el análisis del edificio.

En primer lugar, se calcula el periodo de vibración de la estructura. Dado que se trata de un edificio con pórticos de hormigón armado con la colaboración de pantallas rigidizadoras, puede emplearse la siguiente expresión en el cálculo del periodo fundamental T_F

$$T_F = 0,07 \, n \sqrt{H/(B + H)} = 0,07 \cdot 5 \sqrt{\frac{16}{(3 + 16)}} = 0,32 \, s$$

Como el periodo fundamental de la estructura ha resultado ser inferior a 0,75 s, sólo se tendrá en cuenta en el análisis el primer modo de vibración del edificio.

La fuerza sísmica estática equivalente, F_k , correspondiente a la planta k y modo de vibración 1, viene dada por

$$F_k = s_k P_k$$

El coeficiente sísmico adimensional correspondiente a la planta k en el modo 1 se obtiene a partir de la siguiente expresión

$$s_k = (a_c/g) \alpha_i \beta \eta_k$$

La aceleración sísmica de cálculo a_c se calcula según

$$a_c = S \rho a_b$$

donde

- a_b aceleración sísmica básica, $a_b = 0,12g$ para Lorca
- ρ coeficiente adimensional de riesgo, función de la probabilidad aceptable de que se exceda a_c en el periodo de vida para el que se proyecta la construcción. Para construcciones de importancia normal, $\rho = 1,0$
- S coeficiente de amplificación del terreno. En el caso de Lorca

$$S = \frac{C}{1,25} + 3,33 \left(\rho \frac{a_b}{g} - 0,1 \right) \left(1 - \frac{C}{1,25} \right) = 1,037$$

Finalmente

$$a_c = S \rho a_b = 1,037 \cdot 1 \cdot 0,12g = 0,1244g$$

El coeficiente de respuesta se obtiene de la Tabla 4.10. Para una estructura de hormigón armado, con compartimentación de sus plantas y coeficiente de comportamiento por ductilidad de valor 1 ($\mu = 1$, sin ductilidad) resulta, $\beta = 1,00$.

El valor del coeficiente α_i depende del periodo característico del espectro que se define en el apartado 2.3 de la norma NCSE-02

$$T_B = K \frac{C}{2,5}$$

siendo

- K coeficiente de contribución, que para el municipio de Lorca vale 1
- C coeficiente del terreno, que tiene en cuenta las características geotécnicas del terreno de cimentación. Lorca presenta un terreno tipo II, roca muy fracturada, suelos granulares densos o cohesivos duros, lo que arroja un valor del coeficiente C de 1,3, según la Tabla 4.11.

Tabla 4.10 Valores del coeficiente de respuesta β

Tipo de estructura	Compartimentación de las plantas	Ω (%)	Coeficiente de comportamiento por ductilidad			Sin ductilidad ($\mu=1$)
			$\mu=4$	$\mu=3$	$\mu=2$	
Hormigón armado o acero laminado	Diáfana	4	0,27	0,36	0,55	1,09
	Compartimentada	5	0,25	0,33	0,50	1,00
Muros y tipos similares	Compartimentada	6	-	-	0,46	0,93

Tabla 4.11 Coeficiente C según tipo de terreno

TIPO DE TERRENO	COEFICIENTE C
I	1,0
II	1,3
III	1,6
IV	2,0

Resultando, finalmente, un valor del periodo característico del espectro

$$T_B = K \frac{C}{2,5} = 1 \frac{1,3}{2,5} = 0,52 \text{ s} > T_i = 0,32 \text{ s} \rightarrow \alpha_i = 2,5$$

El valor del factor de distribución, η_k , correspondiente a la planta k en el modo de vibración 1 tiene el valor

$$\eta_k = \phi_k \frac{\sum_{k=1}^n m_k \phi_k}{\sum_{k=1}^n m_k \phi_k^2}$$

El coeficiente de forma correspondiente a la planta k en el modo 1, ϕ_k , se puede calcular mediante la siguiente expresión aproximada

$$\phi_k = \text{sen}[\pi h_k / 2H]$$

En la Tabla 4.12 se muestran los resultados obtenidos tras el cálculo del coeficiente de forma para cada planta de la estructura.

Finalmente, se obtiene la fuerza estática equivalente que se aplica en el centro de masas del diafragma rígido que conforma el forjado de cada una de las plantas, tanto en la dirección X como en la dirección Y, obteniendo los resultados recogidos en la Tabla 4.13.

Tabla 4.12 Coeficiente Φ_k para cada planta del edificio tipo 5U-S y 5U-C

Planta	Masa de la planta (kg)	Altura sobre rasante (m)	Coeficiente ϕ_k
1	258 975	4	0,3826
2	245 714	7	0,6343
3	241 904	10	0,8314
4	238 642	13	0,9569
5	137 696	16	1

Tabla 4.13 Fuerza sísmica estática F_k por planta en el edificio tipo 5U-S y 5U-C

Planta	Coeficiente s_k	Peso de la planta P_k (kN)	Fuerza sísmica estática F_k (kN)
1	0,1482	2540,55	376,50
2	0,2457	2410,45	592,18
3	0,3220	2373,08	764,11
4	0,3706	2341,08	867,56
5	0,3873	1350,80	523,10

Siguiendo una metodología de cálculo similar, es posible obtener los resultados correspondientes al método de las fuerzas estáticas equivalentes que propone el Eurocódigo 8:2004.

Debido a la elevada similitud entre los métodos propuestos por la norma española y europea, se ha decidido omitir el procedimiento de cálculo y exponer únicamente los resultados obtenidos en el capítulo 5.

4.3.2.2 *Análisis modal espectral*

Se realiza el cálculo del espectro de respuesta elástica siguiendo las indicaciones recogidas en la norma NCSE-02. Esta norma establece un espectro normalizado de respuesta elástica en la superficie libre del terreno (Figura 4.5), para aceleraciones horizontales, correspondiente a un oscilador lineal simple con un amortiguamiento de referencia del 5% respecto al crítico, definido por los siguientes valores:

$$\begin{aligned}
 \text{si } T < T_A & \quad \alpha(T) = 1 + 1,5 T/T_A \\
 \text{si } T_B \leq T \leq T_A & \quad \alpha(T) = 1 + 1,5 T/T_A \\
 \text{si } T > T_B & \quad \alpha(T) = K \cdot C/T
 \end{aligned}$$

siendo:

$\alpha(T)$	valor del espectro normalizado de respuesta elástica
T	periodo propio del oscilador en segundos
K	coeficiente de contribución

C coeficiente del terreno, que tiene en cuenta las características geotécnicas del terreno

T_A, T_B periodos característicos del espectro de respuesta, de valores

$$T_A = K \cdot C/10$$

$$T_B = K \cdot C/2,5$$

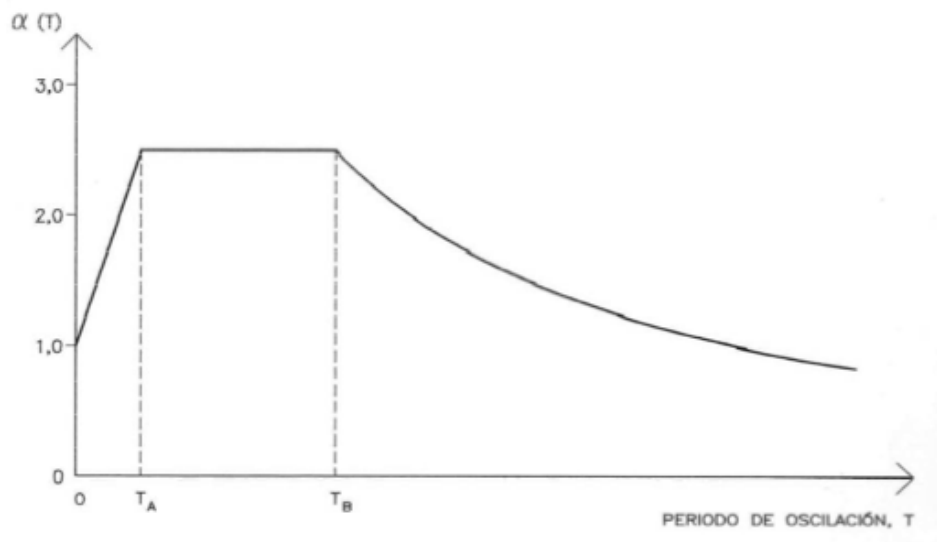


Figura 4.5 Espectro de respuesta elástica según NCSE-02

Para el caso que nos ocupa,

$$T_A = K \cdot C/10 = 1 \cdot 1,3/10 = 0,13 \text{ s}$$

$$T_B = K \cdot C/2,5 = 1 \cdot 1,3/2,5 = 0,52 \text{ s}$$

y se obtiene el espectro de respuesta elástica normalizado representado en la Figura 4.6.

Este espectro está normalizado con respecto a una aceleración de cálculo de 1 m/s^2 . Por lo tanto, se debe realizar su transformación a un espectro elástico en aceleraciones, teniendo en cuenta que la aceleración de cálculo es de $0,1244g$. De esta manera se obtiene el espectro en aceleraciones mostrado en la Figura 4.7.

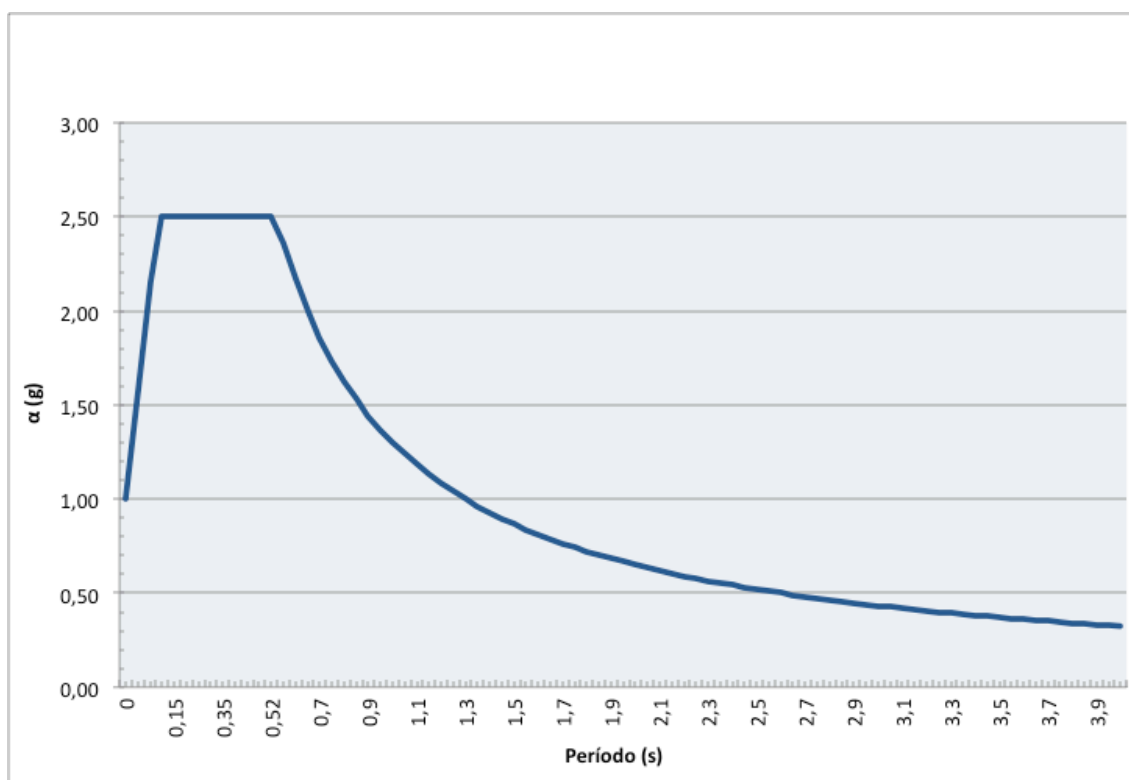


Figura 4.6 Espectro de respuesta elástica según NCSE-02 normalizado

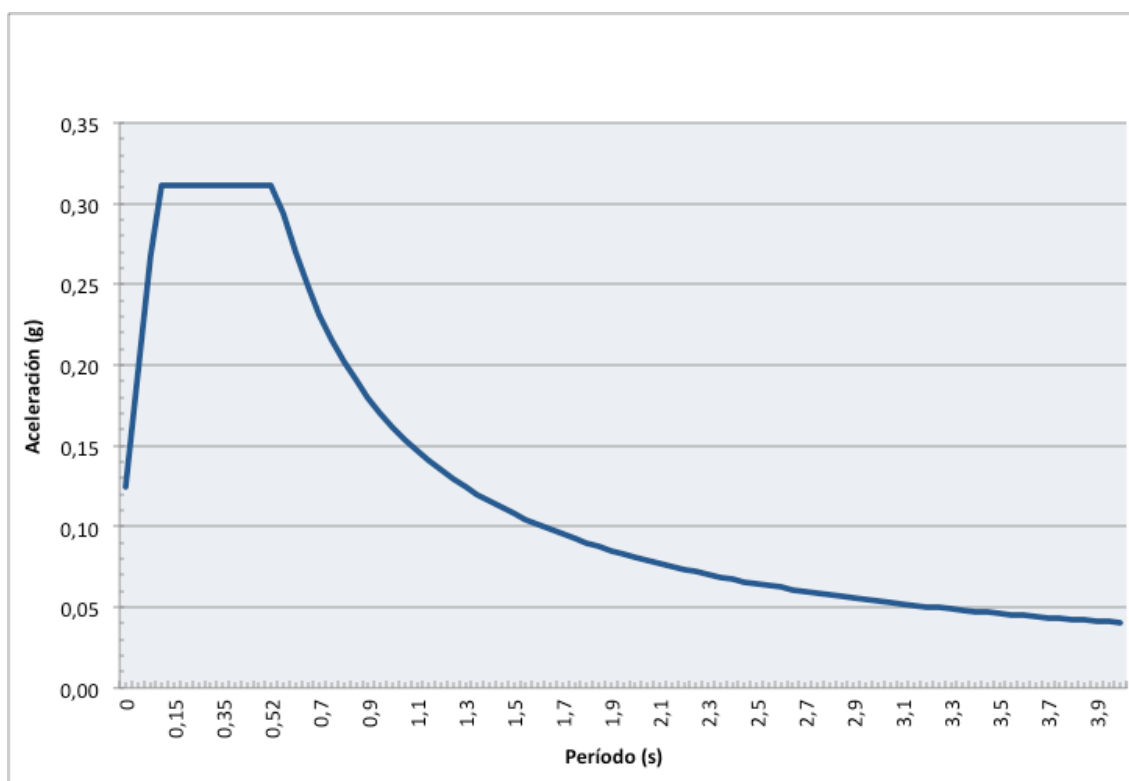


Figura 4.7 Espectro de respuesta elástica en aceleraciones según NCSE-02. Componente horizontal

Este espectro ha sido utilizado para representar las aceleraciones del suelo tanto en la dirección X como en la dirección Y. Para la dirección vertical Z, es decir, los movimientos verticales del terreno, se ha adoptado un espectro de respuesta elástica cuyas ordenadas espectrales son el 70 % de los valores correspondientes a las del espectro para movimientos horizontales, tal como indica la NCSE-02. Resultando finalmente el espectro que aparece en la Figura 4.8.

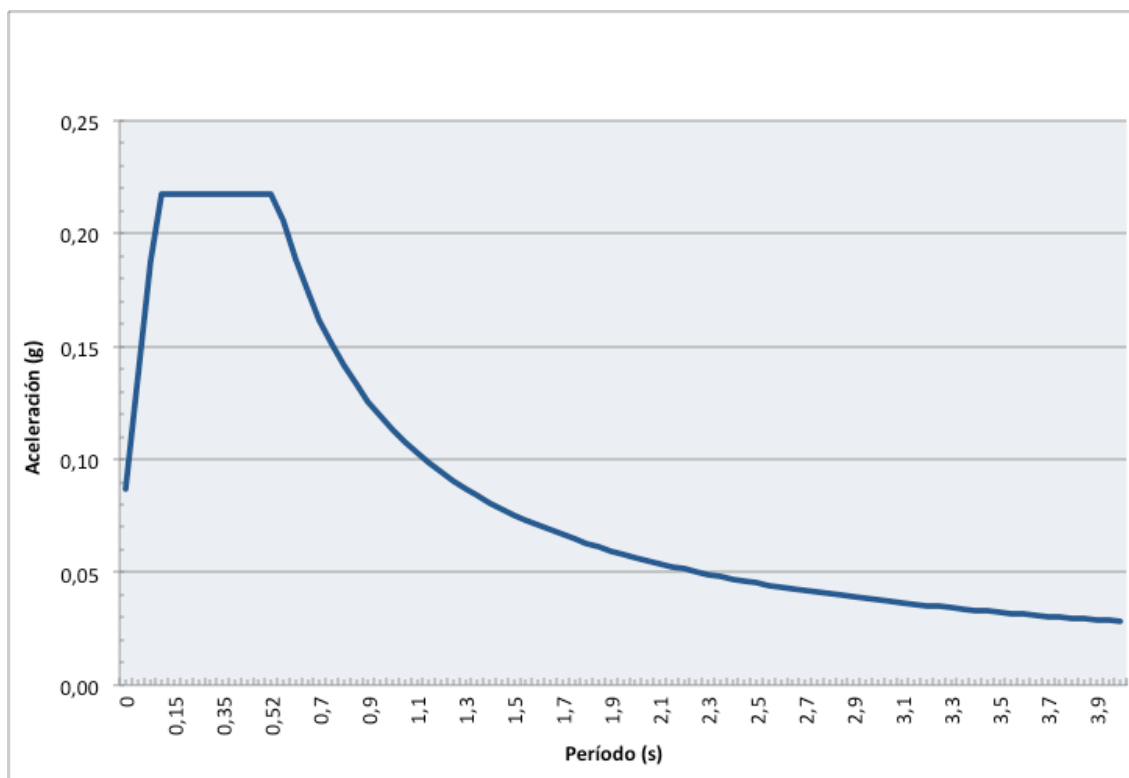


Figura 4.8 Espectro de respuesta elástica en aceleraciones según NCSE-02. Componente vertical

De una manera semejante, se puede obtener el espectro de respuesta según la normativa del Eurocódigo 8. La norma europea propone dos tipos de espectros de respuesta elásticos, llamados tipo 1 y tipo 2.

El espectro tipo 1 está recomendado en la representación de grandes terremotos. El empleo del espectro tipo 2 se prescribe en el caso de sismos cuya magnitud no supere los 5,5 grados en la escala de Richter.

Si los terremotos que más contribuyen a la peligrosidad sísmica, definida en el emplazamiento mediante una evaluación probabilista, tienen una magnitud de ondas superficiales, M_s , no mayor de 5,5, se recomienda que se adopte el espectro tipo 2.

Dado que el terremoto de Lorca de 2011 presentó una magnitud de 5,1° en la escala de Richter y este valor se encuentra en la frontera que divide ambos tipos de espectro, se decidió utilizar los dos en los cálculos con objeto de estudiar las diferencias entre ellos y cuál se adaptaba mejor a este escenario particular.

Para las componentes horizontales de la acción sísmica, el espectro de respuesta elástica $S_e(T)$ se define por las siguientes ecuaciones (Figura 4.9)

$$0 \leq T \leq T_B \Rightarrow S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C \Rightarrow S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q}$$

$$T_C \leq T \leq T_D \Rightarrow S_d(T) = \max \left[a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right]; \beta \cdot a_g \right]$$

$$T_D \leq T \Rightarrow S_d(T) = \max \left[a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right]; \beta \cdot a_g \right]$$

donde

$S_d(T)$	espectro de respuesta elástica de cálculo,
T	periodo de vibración de un sistema lineal con un grado de libertad
a_g	valor de cálculo de la aceleración del suelo en un terreno tipo A
T_B	límite inferior del periodo del tramo de aceleración espectral constante
T_C	límite superior del periodo del tramo de aceleración espectral constante
T_D	valor que define el comienzo del tramo de respuesta de desplazamiento constante del espectro
S	coeficiente del suelo
q	coeficiente de comportamiento
β	coeficiente correspondiente al umbral inferior del espectro de cálculo horizontal

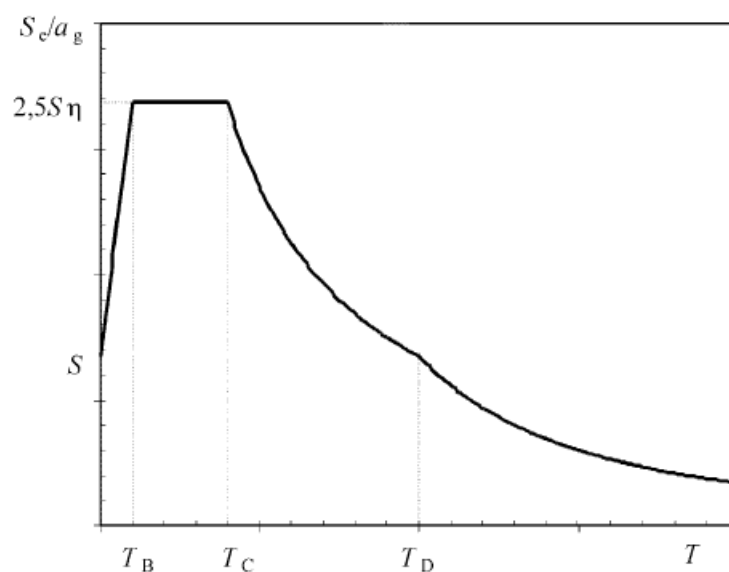


Figura 4.9 Espectro de respuesta elástica según Eurocódigo 8

Los valores de los periodos T_B , T_C y T_D y el coeficiente de suelo S que describen la forma del espectro de respuesta elástica dependen del tipo de terreno. En la Tabla 4.14 se dan los valores recomendados de los parámetros anteriores correspondientes a los cinco tipos de terreno A, B, C, D y E para espectro tipo 1, y en la Tabla 4.15 para el espectro tipo 2.

Tabla 4.14 Valores de los parámetros que describen el espectro de respuesta elástica tipo 1

Tipo de terreno	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,15	0,4	2,0
B	1,2	0,15	0,5	2,0
C	1,15	0,20	0,6	2,0
D	1,35	0,20	0,8	2,0
E	1,4	0,15	0,5	2,0

Tabla 4.15 Valores de los parámetros que describen el espectro de respuesta elástica tipo 2

Tipo de terreno	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,05	0,25	1,2
B	1,35	0,05	0,25	1,2
C	1,5	0,10	0,25	1,2
D	1,8	0,10	0,30	1,2
E	1,6	0,05	0,25	1,2

Para la componente vertical de la acción sísmica, el espectro de cálculo viene dado por las ecuaciones anteriores, con el valor de cálculo de la aceleración del suelo, a_{vg} , reemplazando a a_g , tomando S igual a 1,0 y los demás parámetros tal como se definen en la Tabla 4.16.

Tabla 4.16 Valores de los parámetros que describen el espectro de respuesta elástica vertical

Espectro	a_{vg}/a_g	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
Tipo 1	0,90	0,05	0,15	1,0
Tipo 2	0,45	0,05	0,15	1,0

Se ha elegido un coeficiente de comportamiento, q , unitario, de tal modo que no se tenga en cuenta el efecto favorable de la posible ductilidad que pueda presentar el edificio y calculando, por tanto, en régimen elástico, en consonancia con el espectro de respuesta elástica obtenido mediante la norma NCSE-02, ya que esta última excluye de su formulación este parámetro.

Para el espectro de respuesta tipo 1, se representa en la Figura 4.10 y 4.11 el espectro horizontal y vertical, respectivamente. Con respecto al espectro tipo 2, se muestra en la Figura 4.12 el espectro para aceleraciones horizontales y en la Figura 4.13 el correspondiente a la aceleración vertical del terreno.

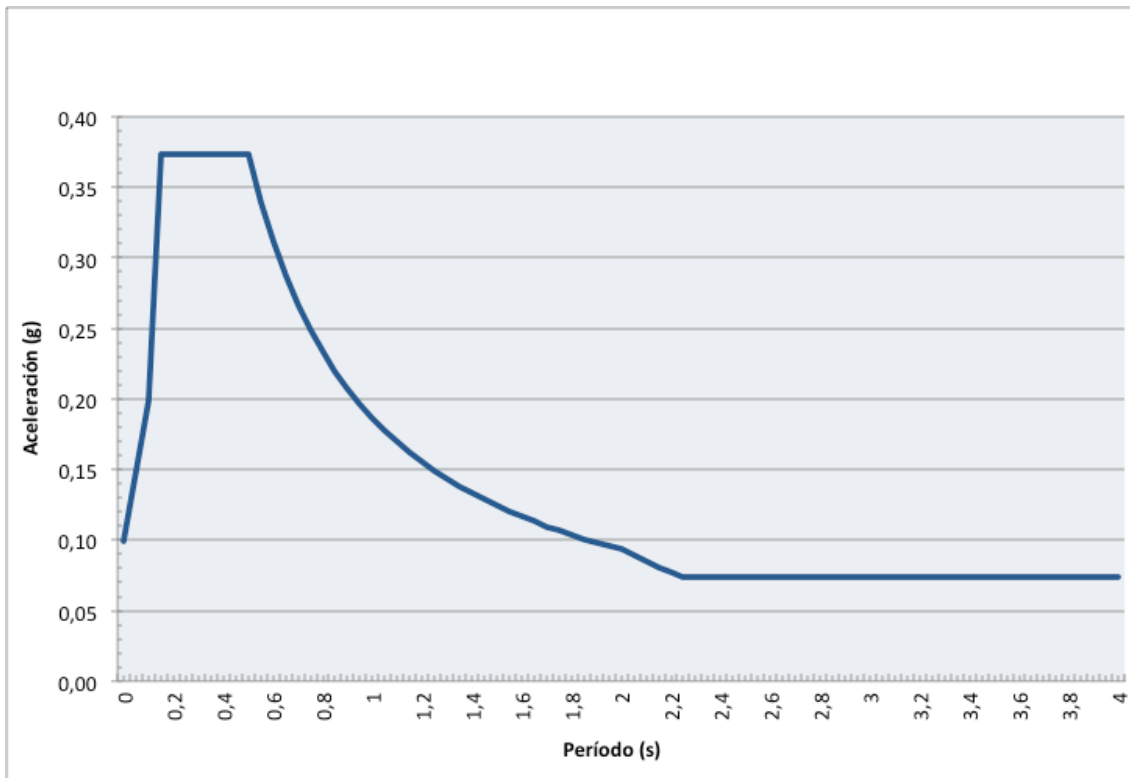


Figura 4.10 Espectro de respuesta elástica en aceleraciones tipo 1 según EC-8. Componente horizontal

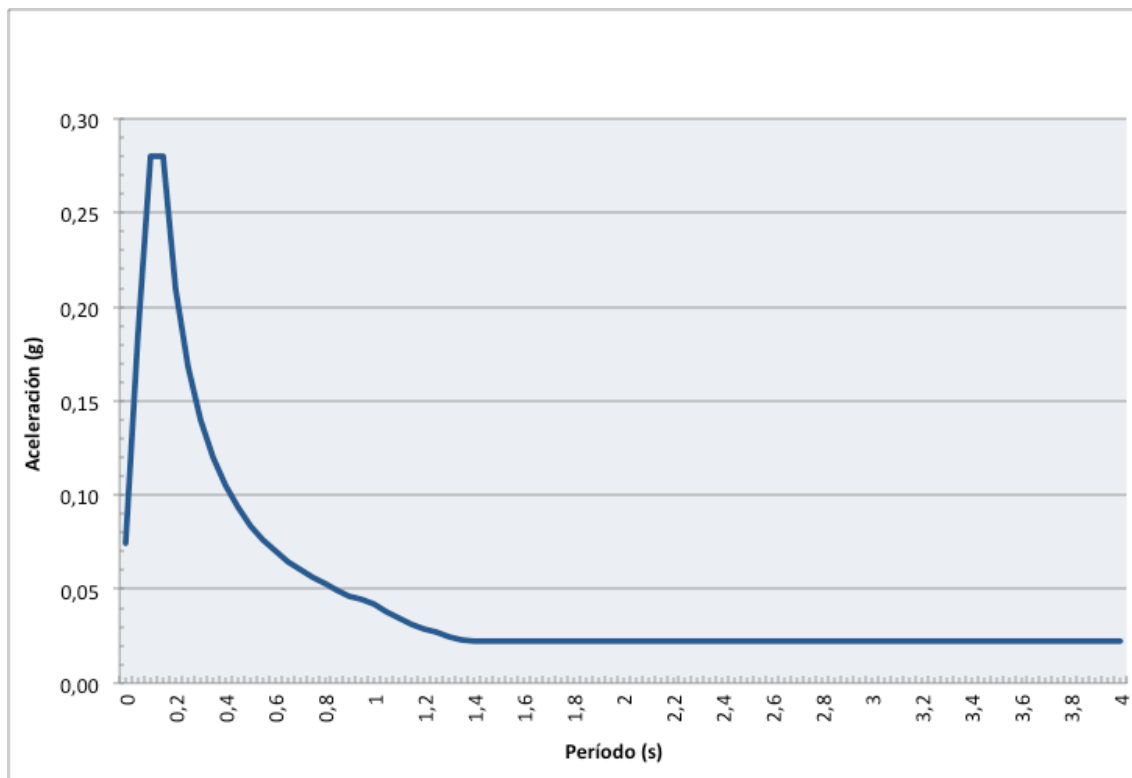


Figura 4.11 Espectro de respuesta elástica en aceleraciones tipo 1 según EC-8. Componente vertical

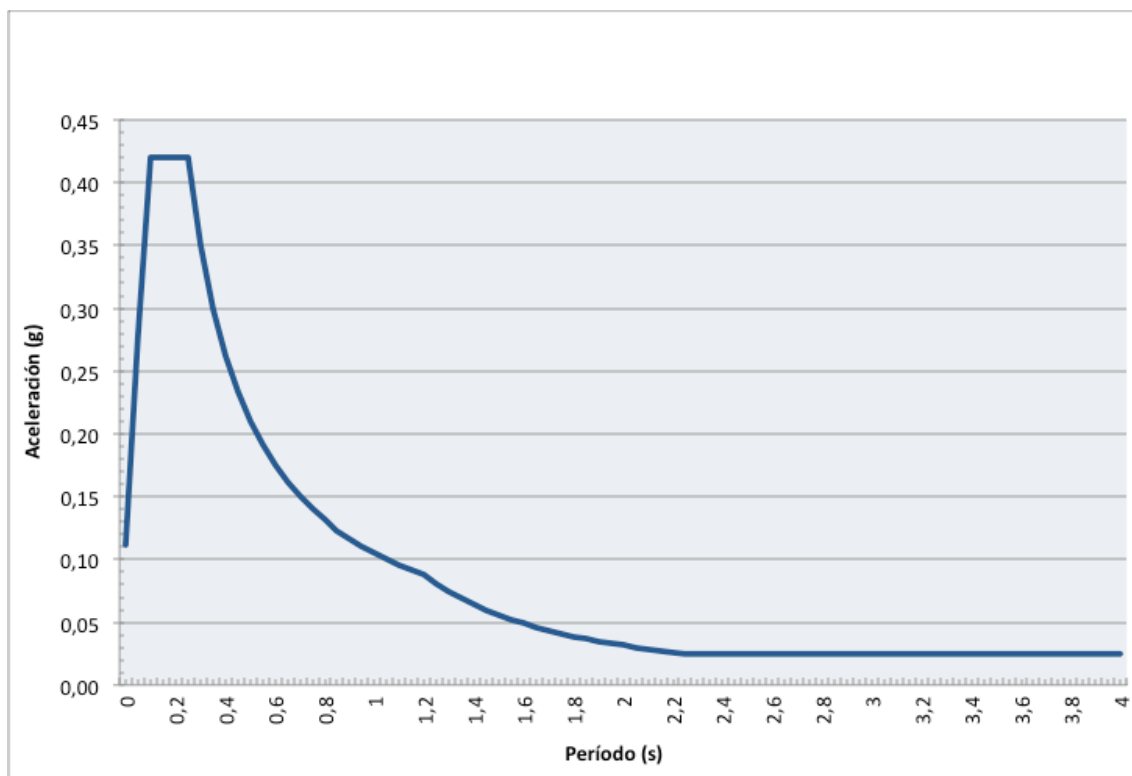


Figura 4.12 Espectro de respuesta elástica en aceleraciones tipo 2 según EC-8. Componente horizontal

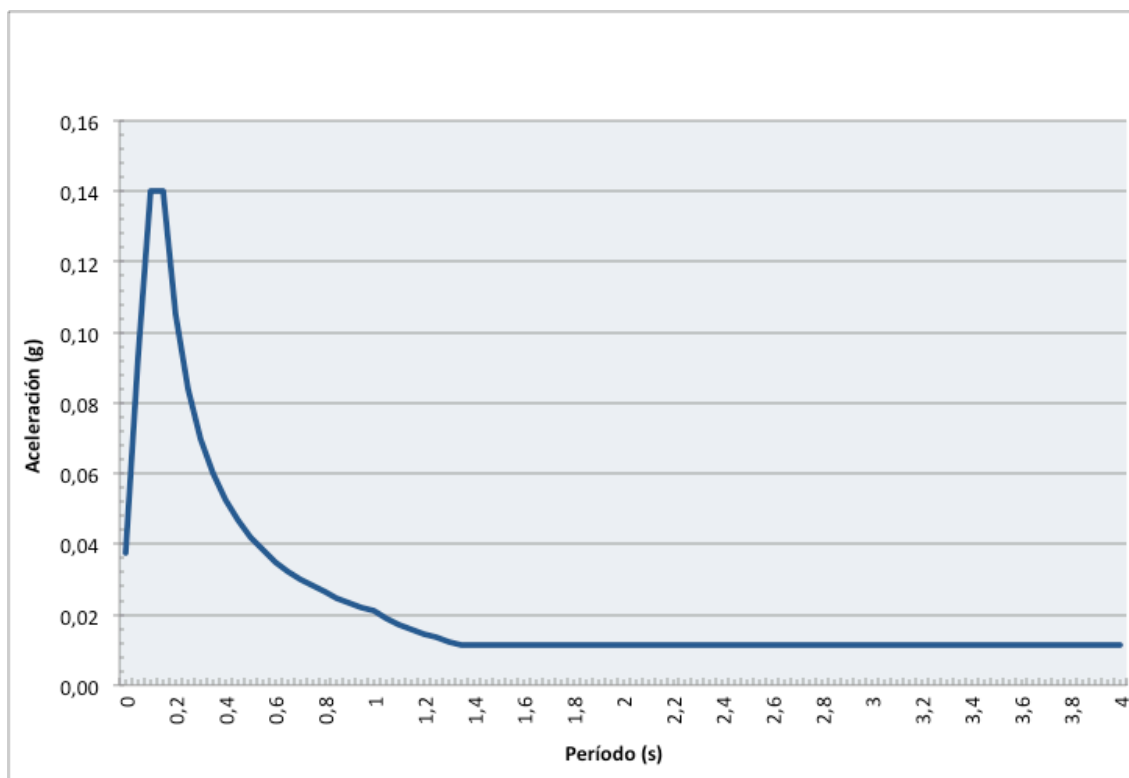


Figura 4.13 Espectro de respuesta elástica en aceleraciones tipo 2 según EC-8. Componente vertical

4.3.2.3 Análisis dinámico directo

Para el análisis dinámico directo del edificio se ha utilizado el acelerograma del sismo de Lorca de 2011 registrado por el acelerógrafo presente en la propia ciudad. Este acelerograma (ya filtrado y corregido) ha sido proporcionado por el Instituto Geográfico Nacional (Cabañas et al., 2011).

Consiste en un fichero en formato ASCII que contiene los registros de aceleraciones del suelo en intervalos de 0,005 s para tres componentes distintas, Norte-Sur, Este-Oeste y vertical como se muestra en la Figura 4.14.

Por otra parte, en las Figuras 4.15, 4.16 y 4.17 pueden verse los tres acelerogramas correspondientes al archivo ASCII anterior. La máxima aceleración registrada, conocida como PGA (*peak ground acceleration*), se encuentra en la componente Norte-Sur de los acelerogramas. Esta aceleración pico alcanzó un valor de 0,36g, triplicando a la aceleración de cálculo prevista por la actual norma NCSE-02 y sucedió transcurridos, aproximadamente, doce segundos desde el inicio del sismo.

La componente Este-Sur reduce su aceleración alrededor de un 50 % con respecto al registro anterior, situándose la máxima en unos 0,15g. Por último, el acelerograma vertical muestra un máximo de 0,12g.

```

Station_code    LOR_
Sampling_rate   200.000000
Start_date      11.05.2011
Start_time      16:47:16.645
Time:sec        N30JW,g    E30JN,g    VERT.,g
0.00000000e+000 0.0002923652 0.0001422390 0.0000574908
5.00000000e-003 0.0001562661 -0.0000208318 0.0001531220
1.00000000e-002 0.0001365152 -0.0000422820 0.0002473227
1.50000000e-002 0.0003198970 -0.0000694542 0.0001627095
2.00000000e-002 0.0000970136 -0.0001505091 0.0001572512
2.50000000e-002 0.0002575072 0.0001251103 0.0001026788
3.00000000e-002 0.0001643234 0.0001041369 0.0002841407
3.50000000e-002 0.0002170518 -0.0000532118 0.0001380155
4.00000000e-002 0.0001500941 -0.0002329720 0.0001630748
4.50000000e-002 0.0001169918 0.0002343359 0.0001881341
5.00000000e-002 0.0003242155 0.0001976269 0.0001311775
5.50000000e-002 0.0001184981 -0.0003569272 0.0002740156
6.00000000e-002 0.0001483384 0.0001094270 0.0001197841
6.50000000e-002 0.0002439821 0.0000598435 0.0001577180
7.00000000e-002 0.0001574741 -0.0003325860 0.0001088676
7.50000000e-002 0.0002736218 0.0002625142 0.0002173734
8.00000000e-002 0.0000874548 0.0000918140 0.0002138225
8.50000000e-002 0.0001435211 -0.0001871283 0.0001444681
9.00000000e-002 0.0003130746 0.0000055214 0.0003626465
9.50000000e-002 0.0001493190 -0.0000574136 0.0000634565
1.00000000e-001 0.0001505490 0.0001195005 0.0001114040
1.05000000e-001 0.0000716703 -0.0001184338 0.0002876208
1.10000000e-001 0.0003580489 0.0001195154 0.0001333893
1.15000000e-001 0.0001685441 -0.0000359260 0.0001441435
1.20000000e-001 0.000229082 -0.0001460679 0.0001014920
    
```

Figura 4.14 Fichero ASCII correspondiente al acelerograma del sismo de Lorca (2011)

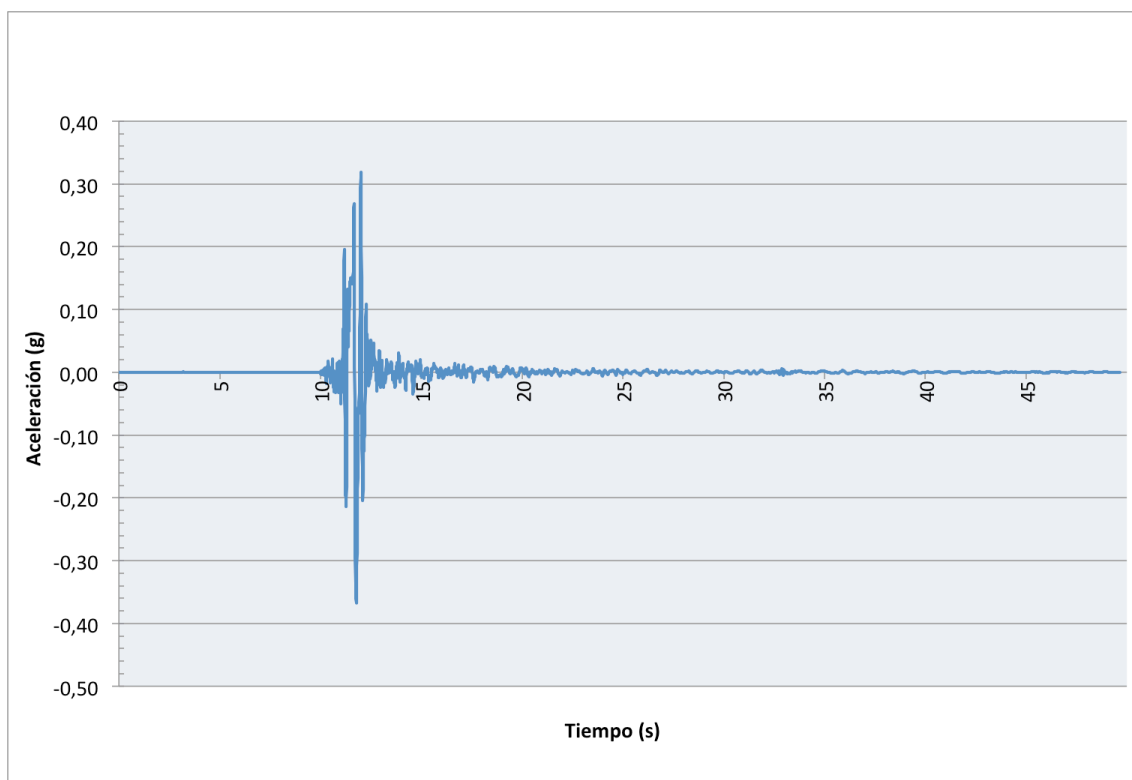


Figura 4.15 Acelerograma sismo Lorca (2011). Componente Norte-Sur

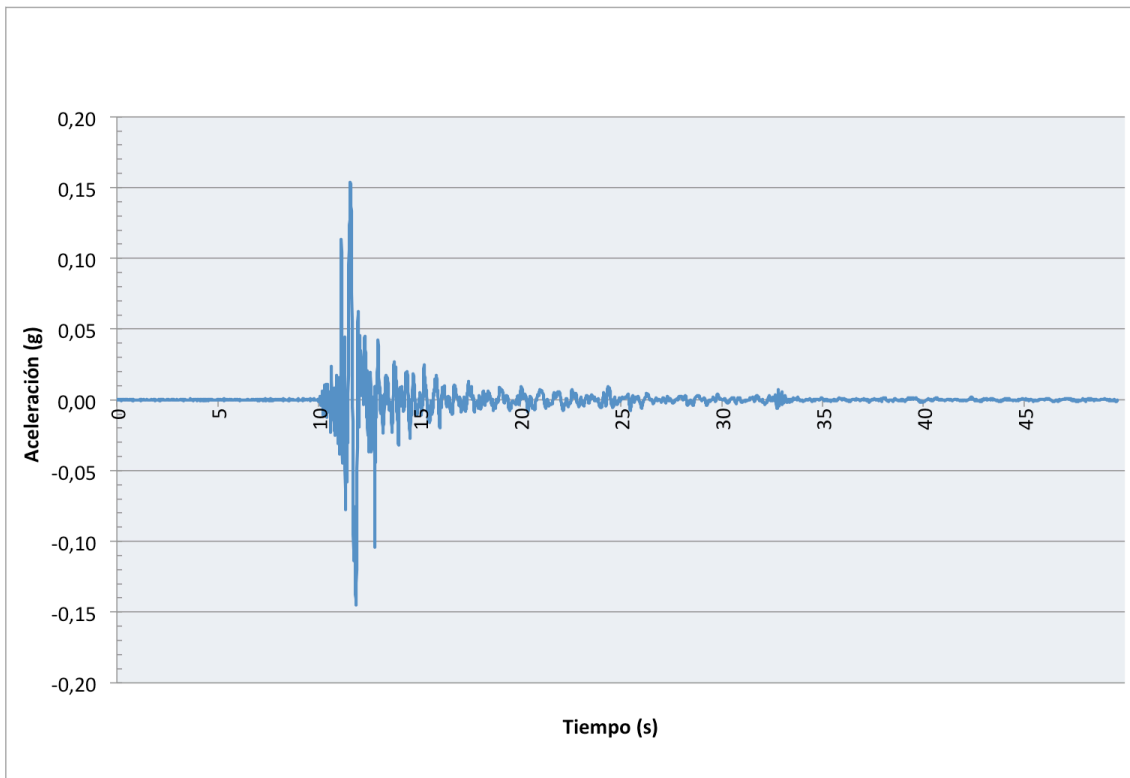


Figura 4.16 Acelerograma sismo Lorca (2011). Componente Este-oeste

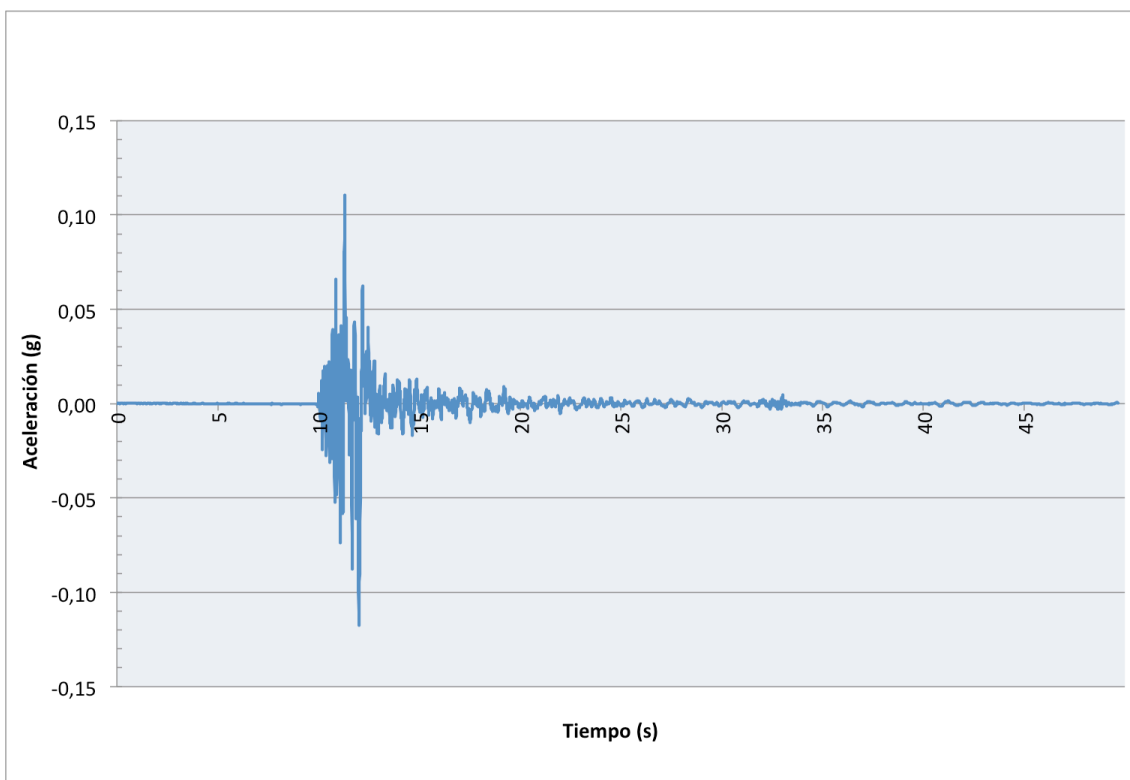


Figura 4.17 Acelerograma sismo Lorca (2011). Componente vertical

Debido a que el programa ETABS no admite como función tiempo-historia un acelerograma con incrementos de tiempo tan pequeños, se procedió al filtrado del acelerograma para ignorar los registros intermedios y mantener tan sólo los valores temporales correspondientes a incrementos de 0,05 s.

4.4 MODELO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO 5B-S Y 5B-C

4.4.1 Características geométricas

4.4.1.1 Geometría y dimensiones del edificio

Se muestran en las Figuras 4.18 y 4.19 distintas vistas del edificio en estudio. Como puede verse, este modelo de edificio apenas difiere del anterior. La principal diferencia radica en que el forjado unidireccional se sustituye por uno de tipo bidireccional, con nervios en ambos sentidos. Debido a esto, las únicas vigas necesarias son las correspondientes al perímetro del edificio y las que cierran los huecos del ascensor, escaleras y patios de luces.

El resto de elementos se mantienen inalterados. Se conservan las secciones de vigas, columnas y muros, así como las cuantías de armado.

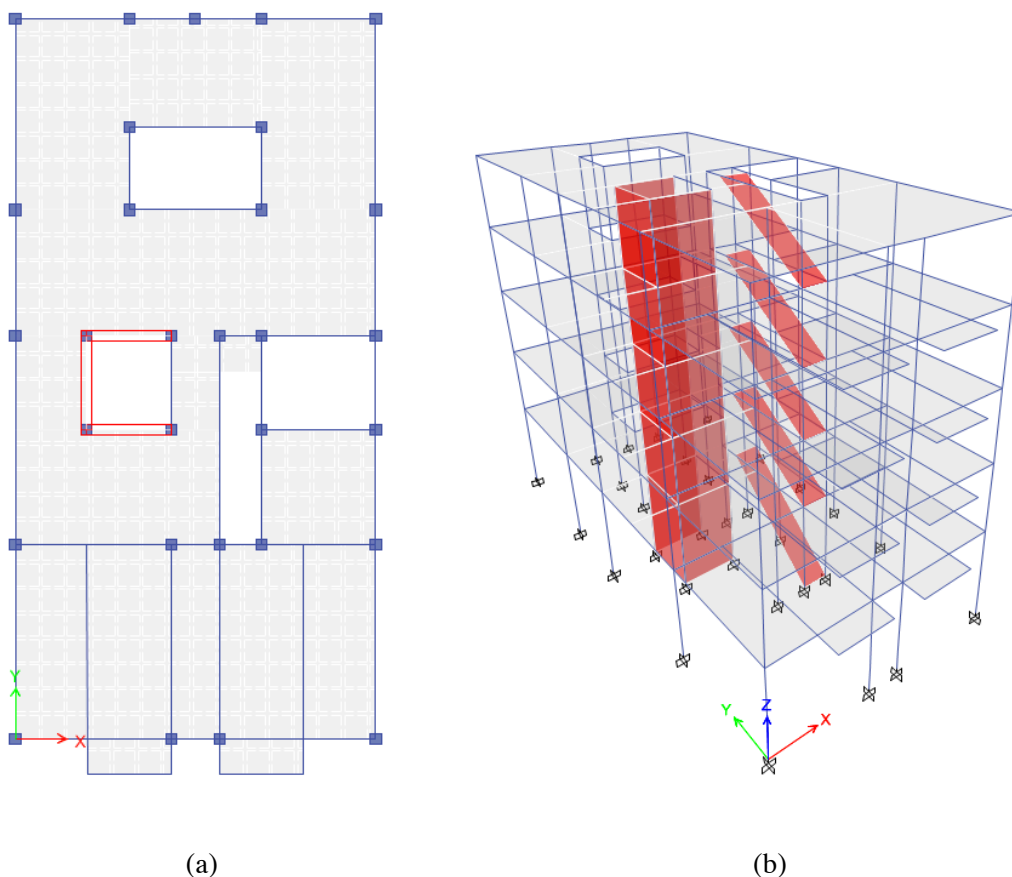


Figura 4.18 Edificio tipo 5B-S y 5B-C. (a) Planta. (b) Vista 3D

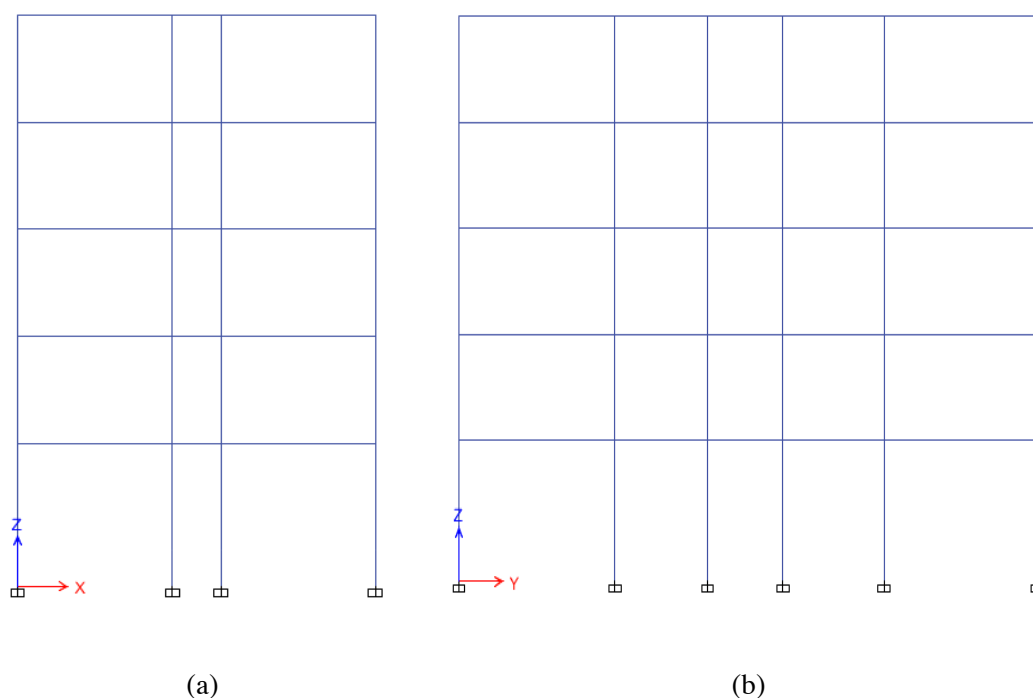


Figura 4.19 Edificio tipo 5B-S y 5B-C. (a) Alzado. (b) Perfil

4.4.1.2 Geometría y dimensiones de los elementos estructurales y de cimentación

Como se ha mencionado, el único cambio estructural que sufre el edificio es la sustitución del forjado de entrepiso unidireccional por uno de tipo bidireccional, cuyas dimensiones se recogen en la Tabla 4.17.

Tabla 4.17 Dimensiones del forjado bidireccional del edificio tipo 5B-S y 5B-C

Espesor de loseta	50 mm
Canto total	250 mm
Espesor de nervios	90 mm
Espaciamiento entre nervios en dirección X	800 mm
Espaciamiento entre nervios en dirección Y	800 mm

4.4.2 Métodos de análisis sísmico

4.4.2.1 Método de las fuerzas estáticas equivalentes

Siguiendo el mismo procedimiento que para el caso anterior y teniendo en cuenta que la aceleración de cálculo se mantiene para este análisis ($a_c = 0,1244g$), tan sólo hay que tener en cuenta la variación que se ha producido en la masa de cada planta, de mayor peso en este caso debido a los nervios adicionales con los que cuenta la nueva losa aligerada.

En la Tabla 4.18 se muestran los resultados obtenidos tras el cálculo del coeficiente de forma para cada planta de la estructura.

Tabla 4.18 Coeficiente Φ_k para cada planta del edificio tipo 5B-S y 5B-C

Planta	Masa de la planta (kg)	Altura sobre rasante (m)	Coeficiente ϕ_k
1	253 364	4	0,3826
2	240 354	7	0,6343
3	236 669	10	0,8314
4	233 435	13	0,9569
5	128 943	16	1

Finalmente, se obtiene la fuerza estática equivalente que se aplica en el centro de masas del diafragma rígido que conforma el forjado de cada una de las plantas, tanto en la dirección X como en la dirección Y, obteniendo los resultados recogidos en la Tabla 4.19.

Tabla 4.19 Fuerza sísmica estática F_k por planta en el edificio tipo 5B-S y 5B-C

Planta	Coeficiente s_k	Peso de la planta P_k (kN)	Fuerza sísmica estática F_k (kN)
1	0,1481	2485,50	368,99
2	0,2456	2357,87	580,29
3	0,3219	2321,72	748,91
4	0,3705	2289,99	850,14
5	0,3872	1264,93	490,72

4.4.2.2 Análisis modal espectral

El espectro elástico de respuesta no depende de las características del edificio, si no de parámetros asociados al terreno donde se va a cimentar la estructura, por ello, no es necesario recalcular el espectro, ya que para el análisis se utiliza el espectro calculado en el punto anterior.

4.4.2.3 Análisis dinámico directo

De idéntica manera que para el análisis modal espectral, no se precisan cálculos adicionales en este apartado, puesto que el acelerograma utilizado en el análisis es el mismo.

4.5 MODELO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO 9U-S Y 9U-C

4.5.1 Características geométricas

4.5.1.1 Geometría y dimensiones del edificio

El edificio tipo 9U-S y 9U-C se basa en la configuración del modelo 5U-S y 5U-C, de manera que mantiene la tipología de forjado unidireccional. La diferencia estriba en el número de plantas del edificio y, debido a ello, en las dimensiones de los pilares de la estructura.

Este edificio está constituido por una planta baja y ocho niveles sobre ella, completando un total de 28,00 m en altura desde rasante. En las Figuras 4.20 y 4.21 pueden verse distintas perspectivas del edificio en estudio.

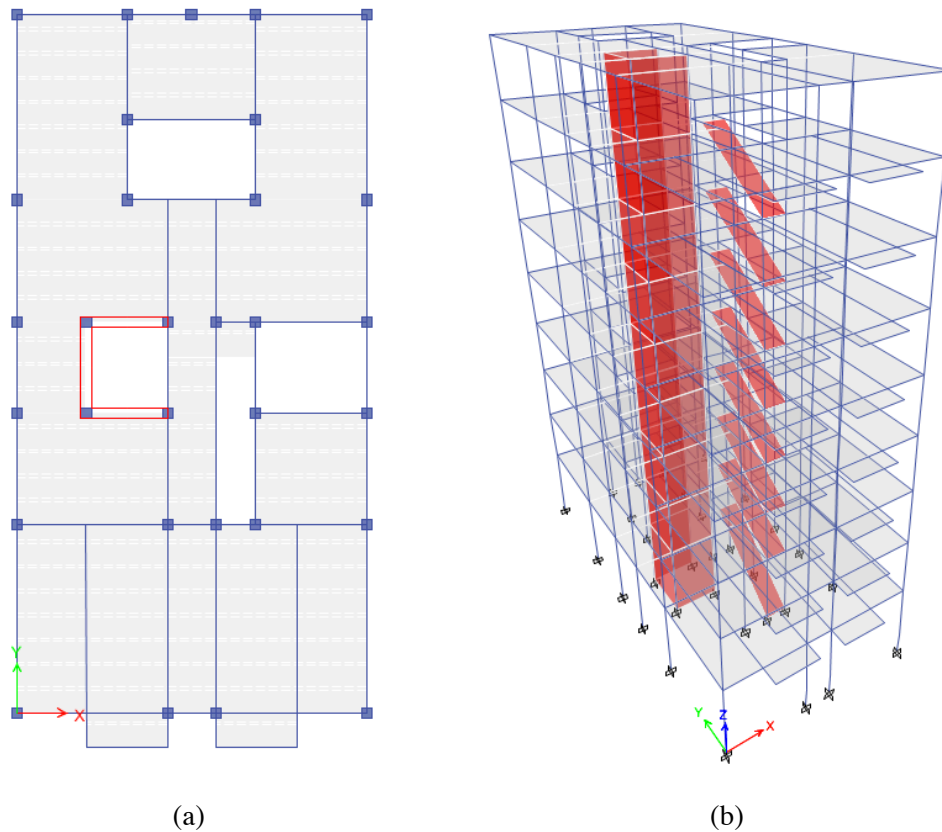


Figura 4.20 Edificio tipo 9U-S y 9U-C. (a) Planta. (b) Vista 3D

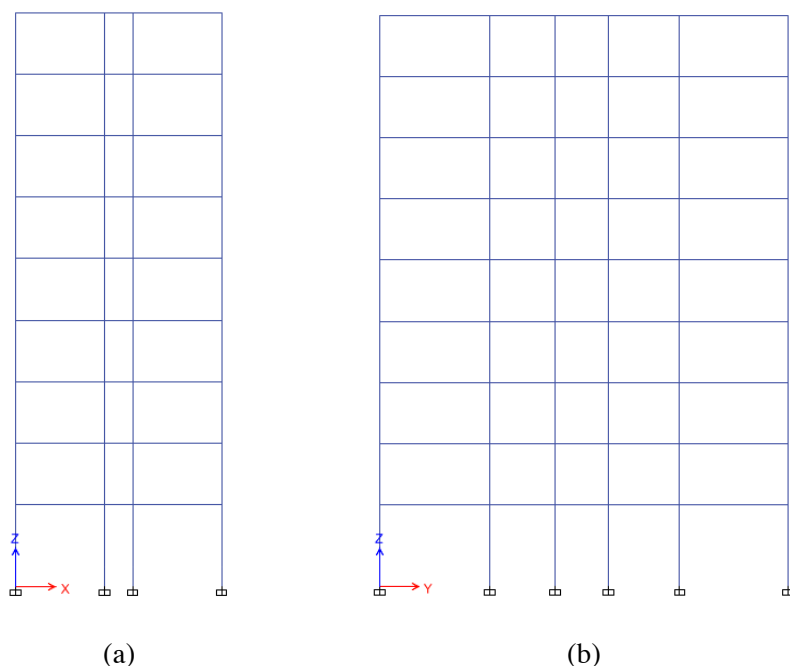


Figura 4.21 Edificio tipo 9U-S y 9U-C. (a) Alzado. (b) Perfil

Este modelo respeta la geometría en planta del edificio tipo 5U-S y 5U-C, de forma que se conservan las dimensiones de 20×10 m que conforman el rectángulo sobre el que se inscribe.

4.5.1.2 Geometría y dimensiones de los elementos estructurales y de cimentación

Debido al considerable incremento de altura que se produce con respecto al modelo 5U-S y 5U-C, fue necesario incrementar las secciones de los pilares del edificio a fin de que pudieran cumplir las solicitaciones de cálculo.

Como en los modelos previos, los pilares tienen dimensiones diferentes a medida que cambia la altura, no obstante, el pilar tiene la misma sección para una misma planta. En la Tabla 4.20 se reflejan las dimensiones de las columnas del edificio en función de la planta que ocupan.

El armado longitudinal de los pilares se ha dividido en dos grupos. El primer grupo, compuesto por los pilares de sección 600×600 y 500×500 , cuenta con un armado simétrico mediante 4 barras de diámetro 20 mm en cada cara del pilar. El otro grupo lo constituyen las tres últimas plantas, con pilares de 450×450 , donde se mantiene el número de barras por cara de pilar pero se reduce su diámetro hasta 16 mm. La armadura transversal es constante para todas las columnas del edificio está formada por cercos de 8 mm distanciados entre sí 100 mm.

La sección de las vigas no ha variado con respecto al edificio 5U-S y 5U-C, conservando las dimensiones de 300×500 mm. Del mismo modo, cuentan con un refuerzo longitudinal de cuatro redondos de 12 mm en cara superior e inferior, así como una armadura de cortante a base de cercos de diámetro 8 mm separados cada 150 mm.

Tabla 4.20 Secciones de columnas para el modelo tipo 9U-S y 9U-C

Planta	Sección de columna (mm)
Baja	600×600
Primera	600×600
Segunda	600×600
Tercera	500×500
Cuarta	500×500
Quinta	500×500
Sexta	450×450
Séptima	450×450
Octava	450×450

Las dimensiones del forjado unidireccional son idénticas a las del edificio 5U-S y 5U-C, sus características se exponen en la Tabla 4.21.

Tabla 4.21 Datos del forjado unidireccional del edificio tipo 9U-S y 9U-C

Espesor de loseta	50 mm
Canto total	300 mm
Espesor de nervios	90 mm
Espaciamiento entre nervios	700 mm

El núcleo de rigidización del edificio también mantiene su sección original, constituido por muros de hormigón armado de 30 cm de espesor.

4.5.2 Métodos de análisis sísmico

4.5.2.1 Método de las fuerzas estáticas equivalentes

Debido al incremento de altura del edificio con respecto a los modelos anteriores, es necesario llevar a cabo un recálculo del periodo de vibración de la estructura, resultando

$$T_F = 0,07 \, n \sqrt{H/(B + H)} = 0,07 \cdot 9 \sqrt{\frac{28}{(3 + 28)}} = 0,60 \, s$$

Como el periodo fundamental de la estructura ha resultado ser inferior a 0,60 s, sólo se tendrá en cuenta en el análisis el primer modo de vibración del edificio.

La aceleración de cálculo no varía, ya que no depende de las dimensiones del edificio, por lo que se continúa operando con una $a_c = 0,1244g$. El resto de operaciones se desarrollan siguiendo el mismo procedimiento de cálculo que en los casos anteriores.

El valor del coeficiente α_i sufre un cambio debido a que el valor del periodo fundamental de la estructura es superior a T_B , resultando

$$T_B = K \frac{C}{2,5} = 1 \frac{1,3}{2,5} = 0,52 \text{ s} > T_i = 0,60 \text{ s} \rightarrow \alpha_i = 2,166$$

En la Tabla 4.22 se muestran los resultados obtenidos tras el cálculo del coeficiente de forma para cada planta de la estructura.

Tabla 4.22 Coeficiente Φ_k para cada planta del edificio tipo 9U-S y 9U-C

Planta	Masa de la planta (kg)	Altura sobre rasante (m)	Coeficiente ϕ_k
1	296 182	4	0,2225
2	278 937	7	0,3826
3	266 041	10	0,5320
4	253 622	13	0,6663
5	253 622	16	0,7818
6	248 054	19	0,8752
7	242 743	22	0,9438
8	240 872	25	0,9858
9	130 676	28	1

Finalmente, se obtiene la fuerza estática equivalente que se aplica en el centro de masas del diafragma rígido que conforma el forjado de cada una de las plantas, tanto en la dirección X como en la dirección Y, obteniendo los resultados recogidos en la Tabla 4.23.

Tabla 4.23 Fuerza sísmica estática F_k por planta en el edificio tipo 9U-S y 9U-C

Planta	Coeficiente s_k	Peso de la planta P_k (kN)	Fuerza sísmica estática F_k (kN)
1	0,0885	2905,54	257,17
2	0,1522	2736,37	416,53
3	0,2116	2609,86	552,32
4	0,2650	2488,03	659,46
5	0,3109	2488,03	773,76
6	0,3481	2433,40	847,17
7	0,3754	2381,30	894,07
8	0,3921	2362,95	926,64
9	0,3977	1281,93	509,92

4.5.2.2 Análisis modal espectral

El espectro elástico de respuesta no depende de las características del edificio, si no de parámetros asociados al terreno donde se va a cimentar la estructura, por ello, no es necesario recalcular el espectro, ya que para el análisis se utiliza el espectro calculado en el punto anterior.

4.5.2.3 Análisis dinámico directo

De idéntica manera que para el análisis modal espectral, no se precisan cálculos adicionales en este apartado, puesto que el acelerograma utilizado en el análisis es el mismo.

Capítulo 5

RESULTADOS DE ANÁLISIS Y RECOMENDACIONES CONSTRUCTIVAS

5.1 INTRODUCCIÓN

Una vez expuestas en el capítulo 4 las características de cada uno de los edificios en estudio y efectuado su análisis mediante el programa ETABS, se presentan a continuación los resultados obtenidos en los cálculos, clasificados según el modelo estructural y método de análisis empleado en cada caso.

Debido al elevado número de pilares y vigas que componen cada edificio, se obtiene tras el cálculo una gran cantidad de diagramas de esfuerzos que corresponden a los diferentes planos XZ e YZ que intersectan la estructura en cada uno de los nudos de unión entre columnas y vigas formando grupos de estudio.

Dado que los esfuerzos de mayor interés para alcanzar los objetivos que persigue este estudio son los que solicitan a los pilares cortos, se realiza un cribado de los datos de salida, de forma que sólo se exhiben los esfuerzos correspondientes al plano de la estructura al que pertenece la fachada que da a la calle y donde se encuentran los pilares cortos en los modelos de edificio tipo C. Este plano de estudio aparece resaltado en color azul en la Figura 5.1.

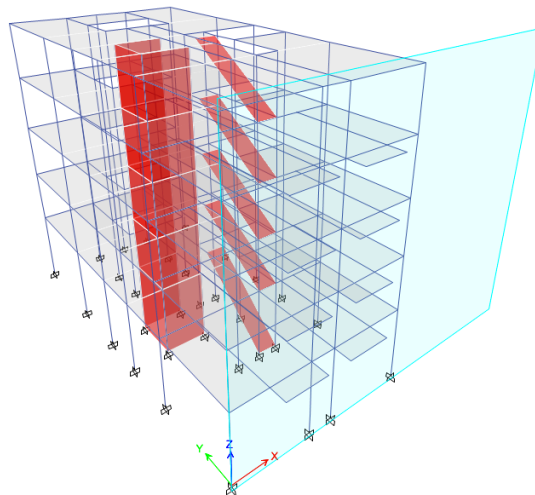


Figura 5.1 Modelo de elementos finitos del edificio 5U-C

Por tanto, se excluyen de este apartado los resultados correspondientes a los pilares y vigas que constituyen el resto del edificio, así como los forjados de entrepiso y muros de hormigón armado, ya que, a pesar de que la presencia o ausencia de estos elementos estructurales, así como sus características (espesores, geometría, materiales, etc.), sí que influyen en el comportamiento de las columnas cortas, una vez se han tenido en cuenta en los cálculos correspondientes, los esfuerzos y deformaciones particulares de los mismos quedan fuera del interés que suscita este proyecto, centrado en el estudio de los pilares cortos.

Para este plano de estudio se obtienen dos diagramas de esfuerzos cortantes y dos diagramas de momentos flectores, correspondientes a las direcciones X e Y en las que pueden deformarse los pilares. Con idéntico objetivo de reducir la cantidad de información mostrada y centrar la atención en aquella más importante, se decidió representar tan sólo las solicitaciones actuantes en la dirección X del edificio, ya que es en este sentido en el que se registran los mayores desplazamientos y, por tanto, los esfuerzos pésimos.

Por último, se escogió mostrar únicamente los valores máximos positivos de los esfuerzos puesto que son muy semejantes a los máximos negativos registrados. Esto se explica como consecuencia de la naturaleza de la carga sísmica, que provoca sacudidas de los edificios en ambos sentidos de forma alterna y con una intensidad similar.

Al analizar los resultados obtenidos mediante los distintos métodos de análisis empleados en los cálculos, se comprobó que las diferencias entre muchos de ellos son reducidas. Este punto se trata en profundidad más adelante, explicando los motivos que pueden haber originado estas similitudes.

Como consecuencia de estas semejanzas encontradas en los cálculos y a la gran cantidad de datos recopilados tras los múltiples análisis realizados, en un nuevo intento de sintetizar la información mostrada, se determinó exponer únicamente los resultados correspondientes al análisis modal espectral de la norma NCSE-02 y al análisis dinámico no lineal.

Los condicionantes que motivaron esta decisión se basan en que, por un lado, el análisis modal espectral es el principal y más usado método de análisis sísmico en España de entre las distintas técnicas descritas, en concreto, el análisis según los espectros de respuesta elástica recogidos en la norma NCSE-02, debido a que esta norma es, a diferencia del Eurocódigo 8, de obligado cumplimiento en los proyectos sismorresistentes que se desarrollen en territorio español. Por tanto, este método de análisis se emplea en todos aquellos casos en los que no se necesita una precisión de cálculo mayor mediante análisis dinámicos lineales o no lineales utilizando acelerogramas sintéticos.

A la generalización en el empleo de este método de análisis ha contribuido el tremendo desarrollo que ha experimentado el sector de la informática en los últimos años. En la actualidad, el tiempo de cálculo y los recursos computacionales que

demanda el análisis modal espectral con respecto al método simplificado de las fuerzas equivalentes es despreciable. Esto ha provocado que, a igualdad de coste, se prefiera realizar un análisis modal espectral, de mayor exactitud y que conlleva un proyecto sismorresistente más optimizado, con su consiguiente ahorro económico.

Por otro lado, la elección de mostrar los datos correspondientes al análisis dinámico no lineal en el segundo grupo de resultados radica en la elevada diferencia encontrada en las deformaciones resultantes del cálculo dinámico lineal y no lineal, siendo las de éste último en torno al doble que las del primero (Figura 5.2).

La elevada intensidad de la acción sísmica provoca que las tensiones que solicitan a los distintos elementos estructurales del edificio superen el rango lineal del material constituyente de las secciones y comiencen a desarrollar un comportamiento plástico, no lineal. En la rama inelástica del diagrama tensión-deformación, con pequeños incrementos de la tensión se producen grandes deformaciones, lo que explica que los desplazamientos obtenidos a partir del cálculo no lineal dupliquen el valor de los correspondientes al análisis lineal.

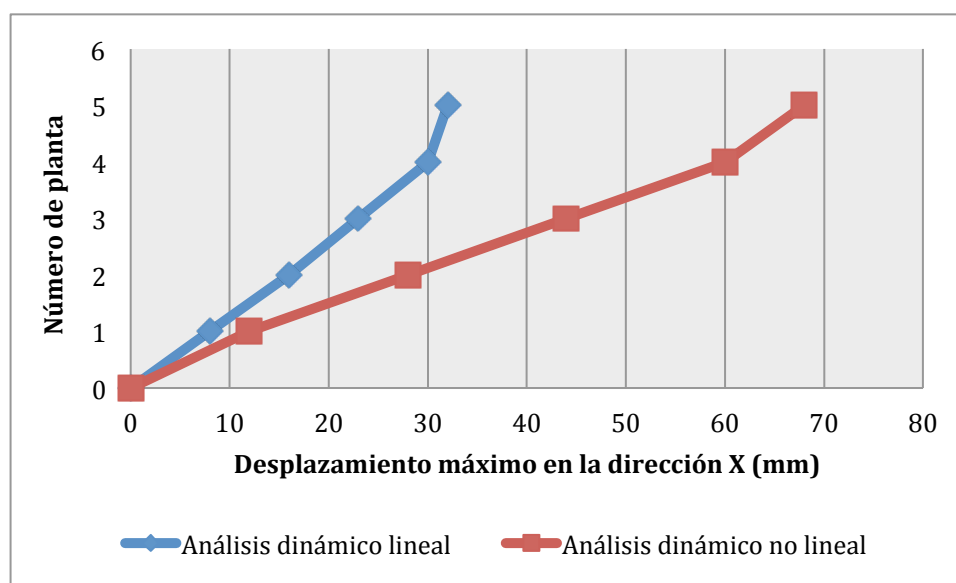


Figura 5.2 Desplazamientos máximos en la dirección X del edificio 5U-S según análisis dinámico lineal y no lineal

En los pilares cortos de los edificios estudiados es donde se produce la mayor concentración de esfuerzos y tensiones del edificio, dada su elevada rigidez con respecto al resto de elementos estructurales. Es en ellos donde se forman, en primer lugar, las rótulas plásticas. Debido al incremento continuo de las tensiones en la columna corta, llega un momento en que una o varias secciones del pilar sobrepasan su capacidad elástica y entran en el rango plástico. Si continúan aumentando las tensiones, se llega a un punto en el que todas las fibras de la sección plastifican, formando así lo que se conoce como rótula plástica.

Puesto que el análisis dinámico no lineal es el cálculo más preciso que puede realizarse de los edificios en estudio gracias a que tiene en consideración el comportamiento no lineal de los materiales que componen los elementos estructurales y la posible formación de rótulas plásticas, carece de sentido exponer los resultados obtenidos a partir del cálculo lineal, muy distantes del comportamiento real experimentado por el edificio y, por tanto, poco fiables.

Por otra parte, tras la revisión de los diagramas de esfuerzos obtenidos a partir de los distintos cálculos efectuados, se descubrió que la variación de la carga axial de los pilares que se aprecia al comparar entre sí los análisis de los modelos de edificio que presentan columnas cortas frente a los que no las tienen es despreciable.

La mayor diferencia encontrada entre los múltiples casos comparados fue un incremento de sólo el 3 % del esfuerzo axial solicitante en una de las columnas interiores de la planta baja del edificio 5U-C con respecto a su homólogo sin pilares cortos analizado mediante el cálculo dinámico no lineal, tal como se representa en las Figuras 5.3 y 5.4.

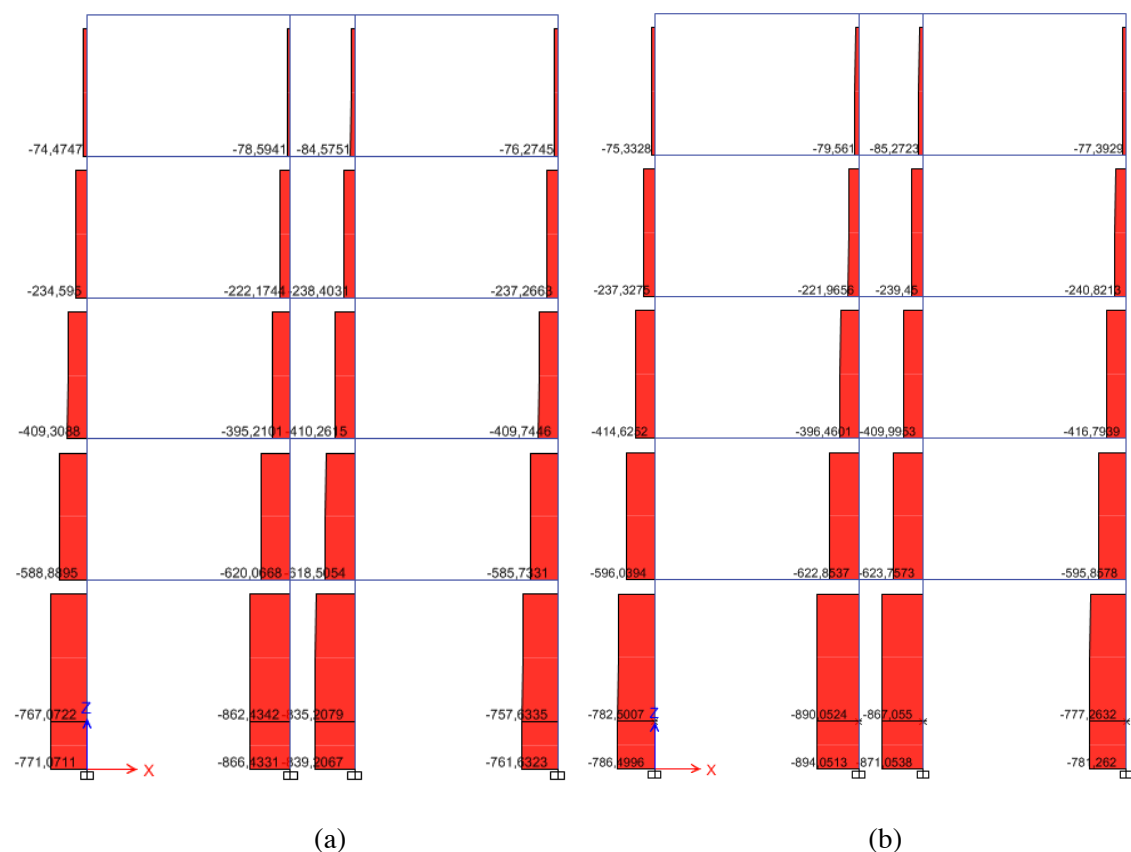


Figura 5.3 Diagrama de esfuerzos axiales. (a) Edificio 5U-S. (b) Edificio 5U-C

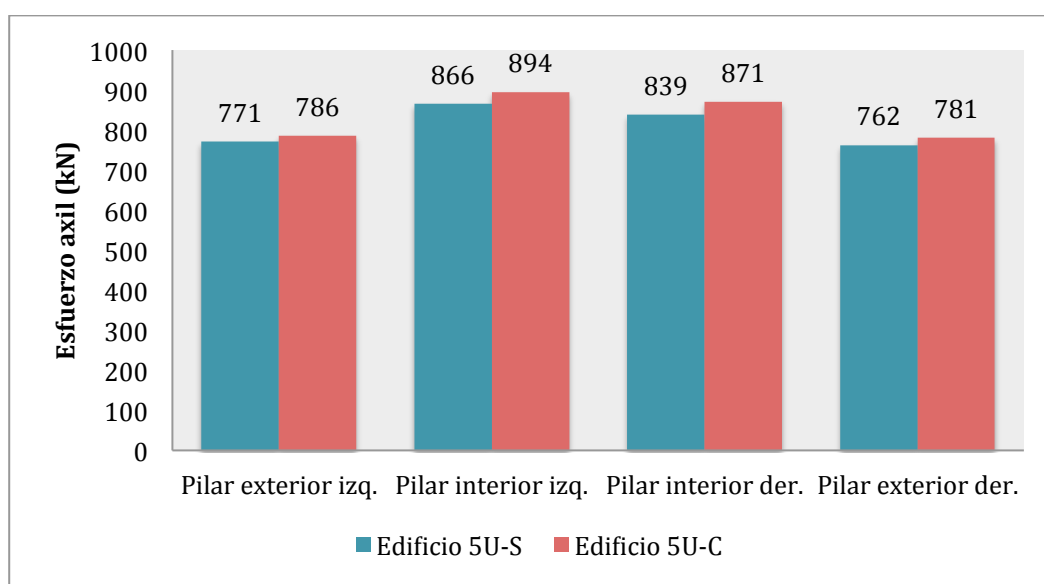


Figura 5.4 Comparativa de esfuerzos axiles en los pilares cortos de la planta baja de los edificios 5U-S y 5U-C

De esta manera, se concluye que la formación de un pilar corto no tiene apenas repercusión sobre la variación del esfuerzo axial que solicita a la propia columna corta y al pilar que queda por encima de ella.

Según se verá más adelante, no sucede lo mismo en el caso de los esfuerzos cortantes y momentos flectores, donde la presencia de un pilar corto sí que modifica de manera muy pronunciada las cargas que debe resistir la columna, aumentando considerablemente el riesgo de colapso local del elemento estructural.

En resumen, en la exposición de resultados se muestran, para cada uno de los modelos de edificio en estudio y en base al análisis modal espectral según la norma NCSE-02 y al análisis dinámico no lineal, los diagramas de esfuerzos cortantes y momentos flectores para la combinación que provoca sus máximos valores positivos. Además, también se representan los máximos desplazamientos por planta de los edificios según el cálculo dinámico no lineal.

Los diagramas de esfuerzos correspondientes al modelo tipo *S* y tipo *C* de cada edificio se representan en sendas columnas contiguas, de forma que se facilite la comparación entre el comportamiento que presenta la estructura que cuenta con pilares cortos en su esquema resistente frente al diseño que carece de ellos.

Asimismo, se exponen diversos gráficos en los que se comparan entre sí los esfuerzos cortantes y momentos flectores que actúan en los pilares cortos, según distintos métodos de análisis y/o modelos de edificio. Una vez más, bajo la premisa de condensar lo máximo posible la información mostrada, se representan en estos gráficos tan sólo los datos pertenecientes a dos de los cuatro pilares existentes en el plano de fachada en estudio. En concreto, se trata del pilar interior y exterior situados en la mitad derecha del edificio, que resulta al trazar un eje de simetría vertical al plano citado.

5.2 EDIFICIO TIPO 5U-S Y 5U-C

5.2.1 Análisis modal espectral según la norma NCSE-02

5.2.1.1 Diagramas de esfuerzos

En las Figuras 5.5 y 5.6 se muestran, respectivamente, los diagramas de esfuerzos cortantes y momentos flectores correspondientes a los edificios 5U-S y 5U-C, es decir, los modelos estructurales que se componen de cinco plantas y forjados unidireccionales.

Atendiendo a los diagramas de cortante se comprueba que la presencia de pilares cortos en la planta baja ocasiona una concentración importante de carga en los mismos. Esto se explica debido a la gran diferencia de altura entre estos elementos y los pilares que componen el resto de plantas, de longitud tres veces superior. Esta reducida extensión les confiere una mayor rigidez y, dado que el esfuerzo es proporcional a esta última, un aumento de las solicitaciones. Sucede lo contrario en el caso del edificio sin pilares cortos, donde la mayor longitud de las columnas de la planta baja las hace más esbeltas soportando, por tanto, cargas inferiores.

Las columnas cortas experimentan un aumento considerable del cortante que las solicita, siendo diferente esta variación según la posición que ocupa el elemento en la estructura y llegando, en promedio, a triplicar el valor que presentan los pilares exentos del edificio 5U-S. Además, también se registra un incremento de los esfuerzos en la columna a la que se encuentra unido el pilar corto, aunque de proporciones muy inferiores a las anteriores (en torno a un 50 %). El resto de pilares y vigas no sufren cambios apreciables en las cargas que resisten, siendo su comportamiento casi independiente de la presencia de pilares cortos en la planta baja.

Como era de esperar, lo mismo sucede en el caso de los diagramas de momentos flectores, al ser el cortante la derivada del momento flector. A la altura del nudo de conexión entre el pilar corto y el pilar adyacente se registra un pico de carga, que llega a duplicar el valor que presentaba el modelo sin columnas cortas. En la zona del empotramiento en cimentación, sin embargo, el modelo con pilares cortos presenta una gran reducción en el valor del momento flector registrado. De igual manera que en el caso de los cortantes, el resto de elementos del edificio apenas perciben los efectos de los pilares cortos en la variación de los momentos flectores.

Se concluye, por tanto, que la formación de un pilar corto tiene únicamente repercusión sobre la columna a la que pertenece, que queda dividida en dos tramos de distinta extensión y rigidez, provocando una concentración de tensiones en el nudo de unión y a lo largo de la columna corta. No obstante, los efectos de este fenómeno quedan relegados al ámbito local, sin alterar excesivamente el comportamiento global del resto de la estructura.

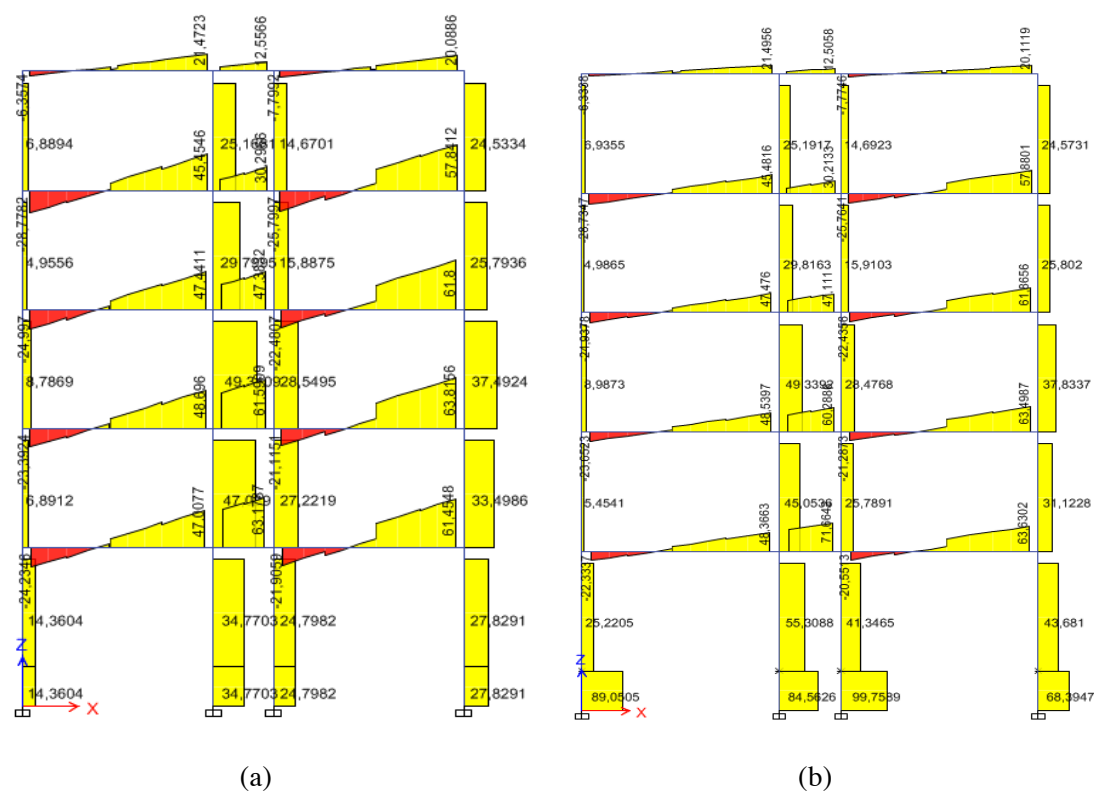


Figura 5.5 Diagrama de esfuerzos cortantes. (a) Edificio 5U-S. (b) Edificio 5U-C

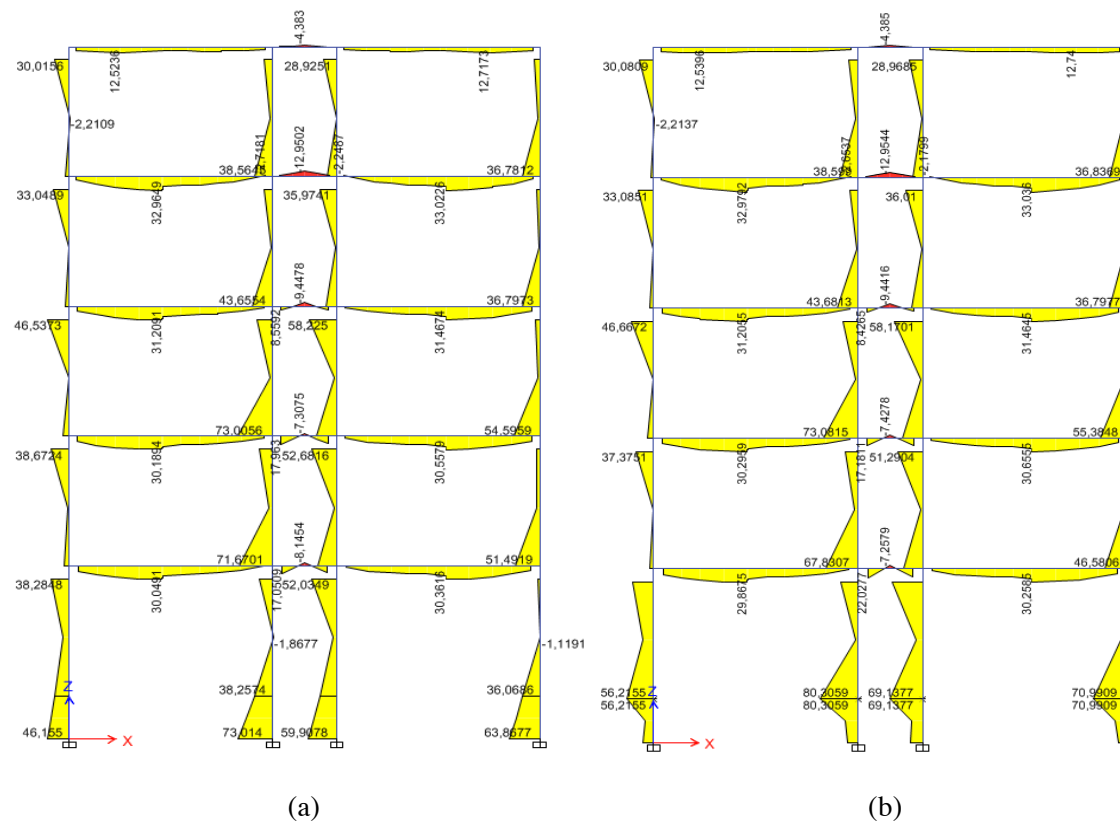


Figura 5.6 Diagrama de momentos flectores. (a) Edificio 5U-S. (b) Edificio 5U-C

La gran variación registrada en las cargas que han de resistir estos pilares con respecto al diseño original obliga a prestar especial atención durante el proceso de cálculo de los edificios, con el fin de tener en consideración las coacciones que pueden ocasionar este fenómeno y proyectar las secciones y armaduras necesarias para resistirlas de acuerdo a ello.

Sin embargo, resulta evidente tras el análisis de estos datos que durante la fase de proyecto es preferible evitar diseños que contengan en su esquema estructural este tipo de elementos, ya que, a pesar de que se tomen las precauciones pertinentes y se doten a las secciones de la resistencia necesaria, eliminar las concentraciones de tensiones y mantener una uniformidad en las solicitaciones de pilares y vigas supone la supresión de puntos críticos y, gracias a ello, estructuras mucho más seguras frente a cargas sísmicas.

Mantener estas zonas débiles desde la etapa de diseño no hace sino incrementar las probabilidades de que el fallo estructural se origine en las mismas lo que, sumado a la naturaleza caótica de la acción sísmica, amplifica el espectro de incertidumbre en el que se desarrolla el proyecto sismorresistente de un edificio. Es preciso reducir lo máximo posible estas probabilidades de colapso trabajando desde el primer momento sobre los aspectos que quedan bajo nuestro control (López-Almansa, 2013).

5.2.1.2 Desplazamientos

Los desplazamientos máximos por planta del edificio, positivos y negativos según las direcciones X e Y, se representan en la Figura 5.7.

Como puede observarse, las deformaciones experimentadas por ambas estructuras son prácticamente idénticas. El edificio con pilares cortos sufre los mismos desplazamientos que su equivalente sin ellos, lo que determina que la formación de columnas cortas no afecta a la deformación global de la estructura, sino que representa un problema a nivel de elemento local.

Los edificios presentan su mayor desplazamiento en valor absoluto según el eje X, dirección en la que el edificio cuenta con una menor anchura y, por tanto, un canto inferior para resistir acciones horizontales. El desplazamiento alcanza los 16,5 mm en el sentido positivo del eje X, mientras que en el sentido opuesto apenas supera los 10 mm. En la dirección perpendicular, eje Y, los desplazamientos máximos y mínimos son, respectivamente, de 9 y 7 mm.

La diferencia de deformaciones de los edificios según ambas direcciones se hace más notable conforme crece la altura de los mismos. Para las plantas bajas los desplazamientos no difieren en gran medida, sin embargo, para los niveles superiores aparece una considerable diferencia entre las deformaciones en la dirección X y la dirección Y, como era de esperar.

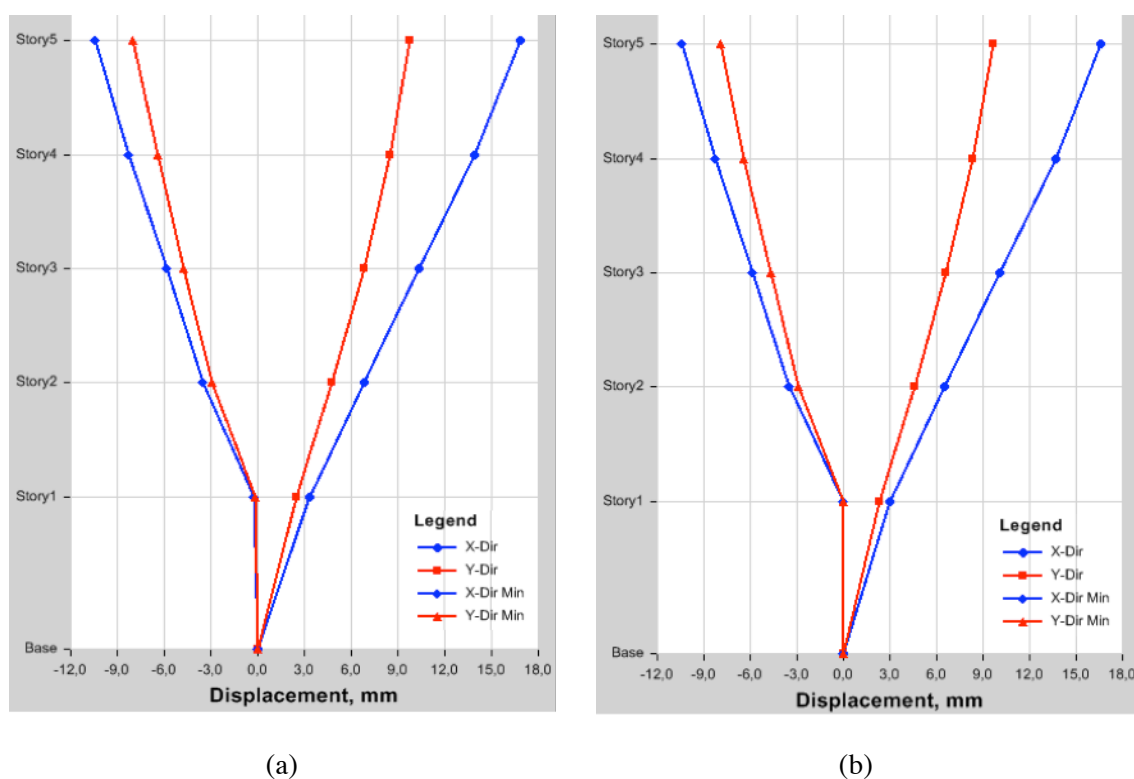


Figura 5.7 Desplazamientos por planta. (a) Edificio 5U-S. (b) Edificio 5U-C

5.2.2 Análisis dinámico no lineal

5.2.2.1 Diagramas de esfuerzos

La introducción de una acción sísmica de tan elevada envergadura como la provocada por el terremoto de Lorca de 2011, produce un aumento muy pronunciado de los esfuerzos cortantes y momentos flectores que solicitan a los pilares y vigas de los edificios con respecto a la acción dinámica esperada según la norma NCSE-02, tal como muestran las Figura 5.8 y 5.9.

Este hecho queda contrastado al comparar los diagramas de esfuerzos cortantes de este caso con el anterior. El gran aumento de las fuerzas horizontales que solicitan a los edificios en este supuesto impide que los esfuerzos cortantes en las vigas de los mismos presenten valores negativos tal como sucedía en el análisis según la norma NCSE-02.

El edificio se comporta de igual manera que en el análisis anterior, registrando una concentración de cortantes y flectores en los pilares cortos. De la misma forma, el resto de elementos estructurales no alteran apenas su comportamiento ante la presencia de las columnas cortas.

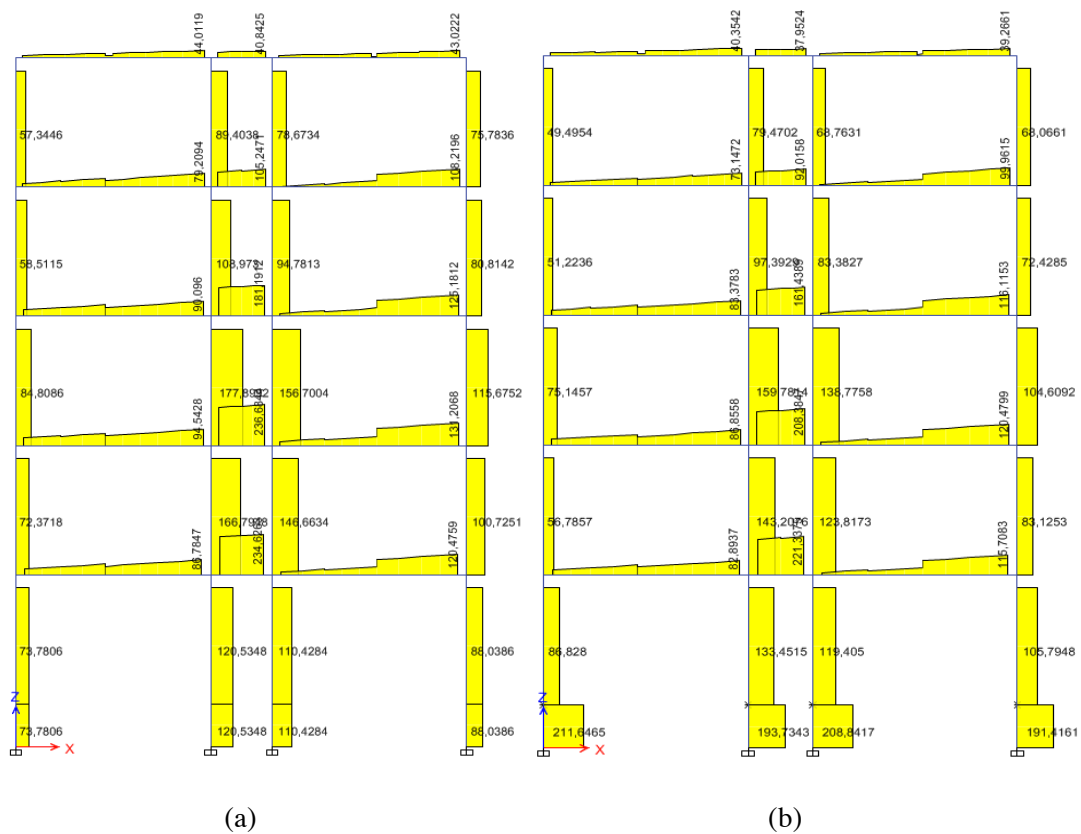


Figura 5.8 Diagrama de esfuerzos cortantes. (a) Edificio 5U-S. (b) Edificio 5U-C

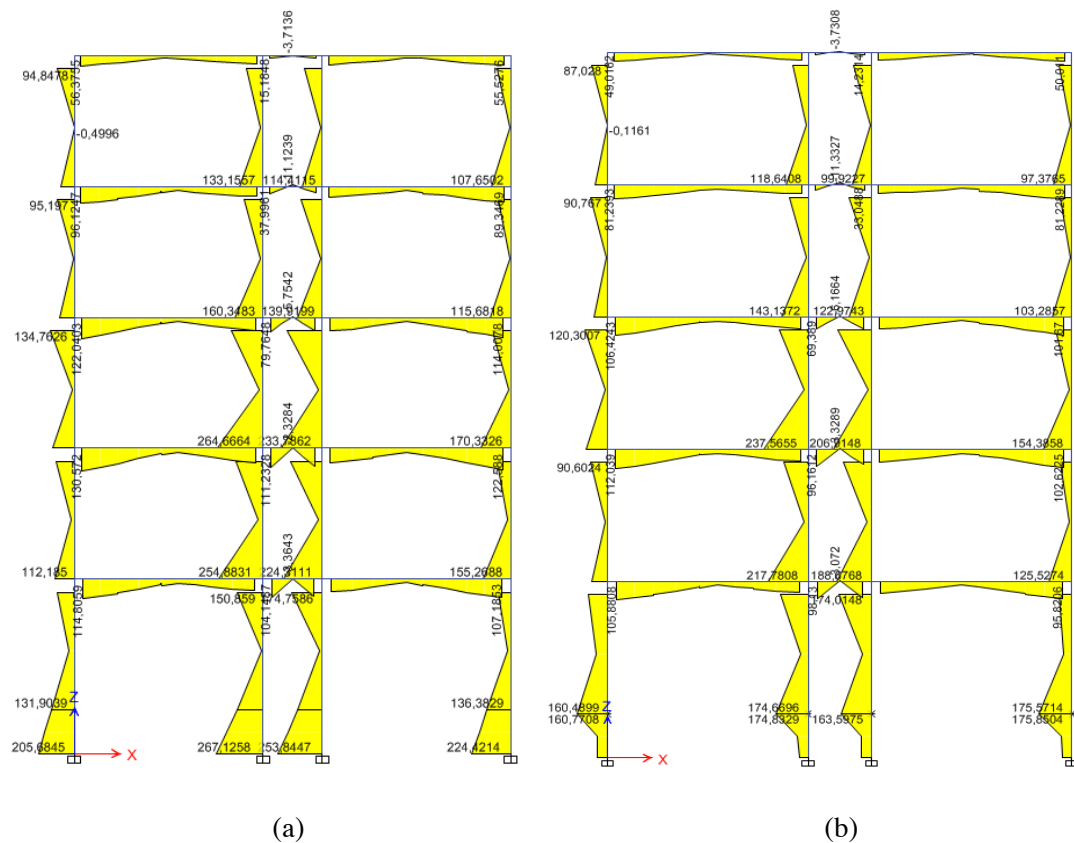


Figura 5.9 Diagrama de momentos flectores. (a) Edificio 5U-S. (b) Edificio 5U-C

5.2.2.2 Desplazamientos

En la Figura 5.10 se representan los desplazamientos que causa el sismo de Lorca sobre los edificios. En este caso, las deformaciones que experimenta la estructura son de cuantía muy superior a las registradas según el análisis modal espectral de la norma NCSE-02.

Como sucedía en el análisis previo, los desplazamientos entre el edificio sin pilares cortos y el que cuenta con ellos son ínfimas, de modo que vuelve a cumplirse la hipótesis de independencia entre la deformación global de la estructura y la presencia de columnas cortas en la misma.

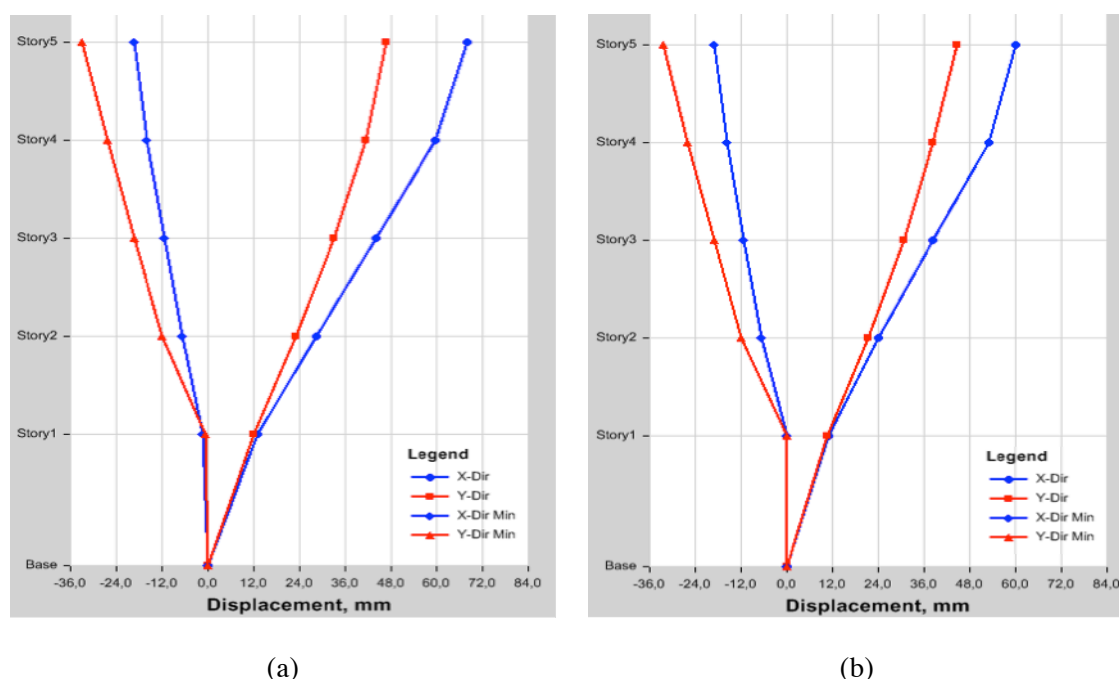


Figura 5.10 Desplazamientos por planta. (a) Edificio 5U-S. (b) Edificio 5U-C

5.2.3 Estudio comparativo

A continuación, se exponen una serie de gráficos comparativos que estudian varios aspectos reflejados en los datos anteriormente mostrados, con el fin de analizar más en detalle el fenómeno de los pilares cortos y los factores que le afectan y sobre los que repercute.

En la Figura 5.11 se analizan los esfuerzos cortantes de los edificios 5U-S y 5U-C registrados durante el análisis modal espectral de la norma NCSE-02 y el análisis dinámico no lineal según el acelerograma del sismo de Lorca para dos de los pilares cortos situados en la planta baja, uno interior y otro exterior.

Como ya se mencionó anteriormente, atendiendo al análisis modal espectral se observa que los esfuerzos cortantes en el modelo que cuenta con pilares cortos duplican, de media, los registrados en el modelo original que carece de ellos. En el caso del

análisis dinámico no lineal, este incremento mantiene unas proporciones semejantes, doblando el valor del cortante original.

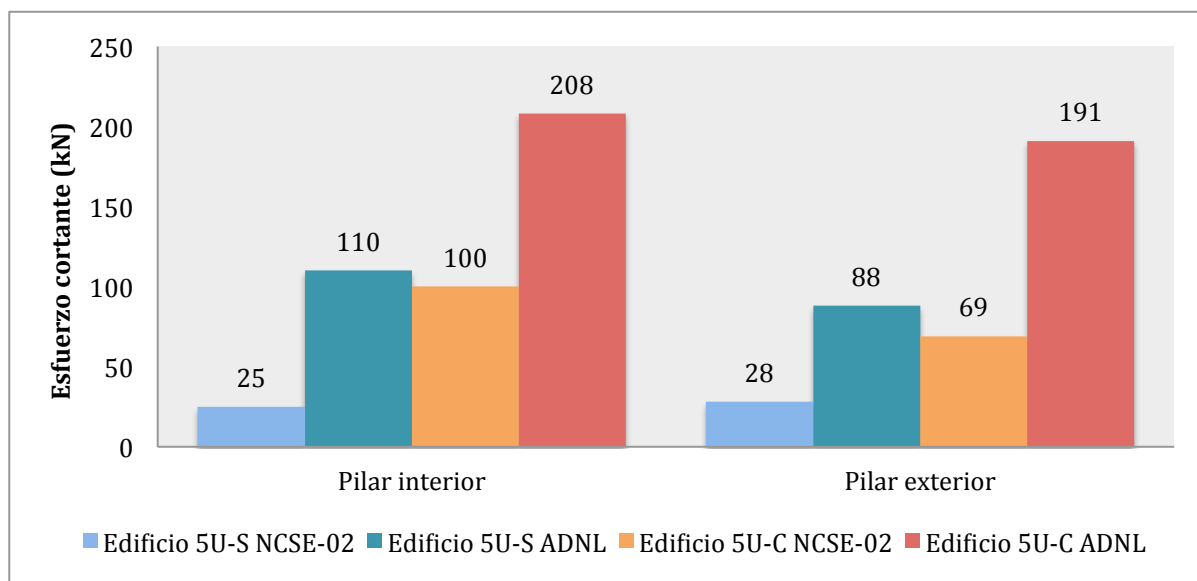


Figura 5.11 Comparativa de esfuerzos cortantes en el edificio 5U-S y 5U-C según análisis modal espectral (NCSE-02) y análisis dinámico no lineal (ADNL)

Por otra parte, el esfuerzo cortante que causa el sismo de Lorca para el edificio 5U-C llega a ser más de dos veces superior al valor esperado según los cálculos a partir del espectro de respuesta elástico de la NCSE-02. Lo mismo ocurre para el edificio sin pilares cortos, 5U-S, donde la acción sísmica registrada en Lorca incrementó en más de 2,5 veces las cargas de cálculo estimadas. Estos hechos demuestran la necesidad urgente de realizar una revisión de la norma sísmica española y las cargas sísmicas de cálculo.

Estos resultados provocan consecuencias mucho más graves de lo que a priori sugieren. Es importante recordar que el armado a cortante de los pilares de este edificio consistía en cercos de diámetro 8 mm separados cada 100 mm. Mediante un sencillo cálculo empleando el programa *Prontuario Informático del Hormigón 3.1* (Corres, Espinosa, Fernández y Torroja, 1987), puede obtenerse el esfuerzo cortante último que resiste esta sección, que fue proyectada en su momento en base a los esfuerzos obtenidos del análisis modal espectral de la norma NCSE-02.

El resultado obtenido en dicho cálculo es de una resistencia a cortante de 126,70 kN, valor que, como no podía ser de otra manera, cubre los esfuerzos esperados según los cálculos de la NCSE-02 en el caso del edificio 5U-C (100 kN), pero es inferior al cortante máximo que ocasiona el sismo de Lorca, que alcanza los 208 kN.

Este hecho conlleva el colapso local de los pilares que, dada su posición en la planta baja y tratándose de un pilar y no de una viga, puede significar la ruina total de la estructura, tal como ocurrió en el edificio que se derrumbó en Lorca tras el terremoto. Un fallo de los pilares cortos situados en la planta baja desencadenó un desplome en

acordeón según se representa en la Figura 5.12a. En el resto de edificios dañados, las estructuras resistieron a pesar del colapso local de los pilares cortos, como muestra la Figura 5.12b.

Siguiendo el mismo esquema, se exhibe en la Figura 5.13 las gráficas comparativas de los momentos flectores registrados. La diferencia entre la estructura con pilares cortos y la exenta de ellos en el caso del análisis modal espectral es cercana al doble, sin embargo, atendiendo al análisis dinámico no lineal, el edificio 5U-C sólo incrementa los momentos flectores en un 30 % respecto del modelo 5U-S.



(a)

(b)

Figura 5.12 Fallo por cortante de los pilares cortos en Lorca. (a) Desplome de un edificio. (b) Colapso de un pilar corto sin derrumbamiento del edificio (Foto: Dpto. Ing. Civil UPCT, 2011)

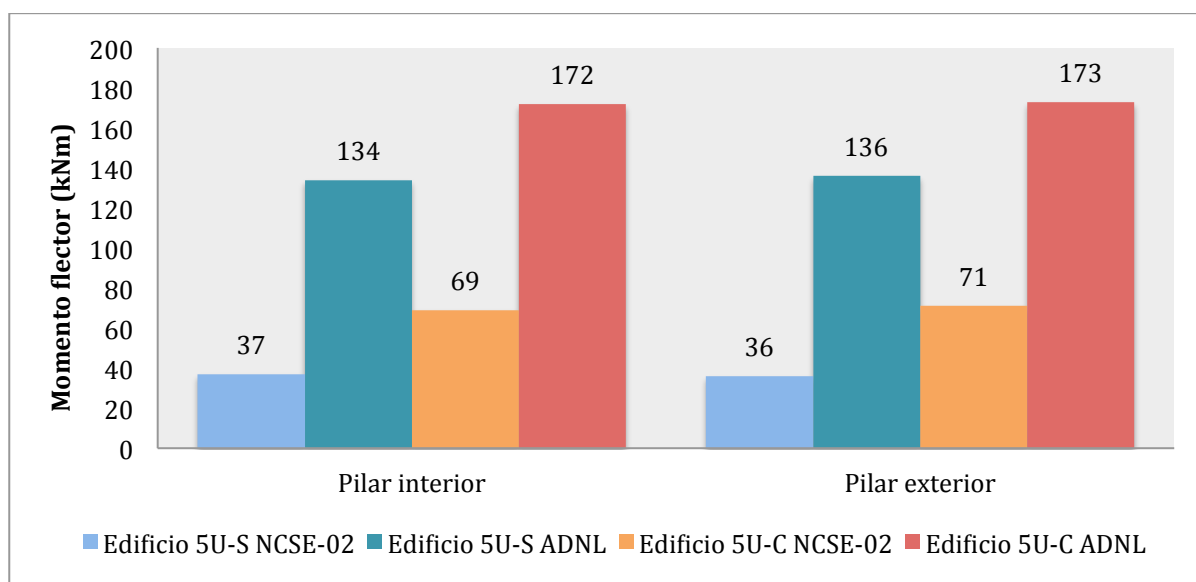


Figura 5.13 Comparativa de momentos flectores en el edificio 5U-S y 5U-C según análisis modal espectral (NSCE-02) y análisis dinámico no lineal (ADNL)

Finalmente, es destacable la diferencia encontrada en los desplazamientos calculados según los dos métodos de análisis realizados. En la Figura 5.14 se representan estos datos y puede verse cómo las deformaciones registradas según el

cálculo dinámico no lineal llegan a cuadruplicar los valores que entrega el análisis modal espectral de la norma sismorresistente española.

Al mismo tiempo, aparecen dibujadas en esta gráfica las separaciones entre juntas de edificios establecidas por la NCSE-02. La línea de color verde refleja la separación que se obtiene considerando la fórmula (3) del apartado 3.7.2.2. de la citada norma para el cálculo del periodo fundamental de edificios con pórticos de hormigón armado, en la que se tiene en cuenta el efecto favorable de la colaboración de pantallas rigidizadoras, resultando un $T_F = 0,32$ s y una separación de 10 mm entre juntas, inferior al mínimo estipulado, por lo que se establece en 15 mm.

Este es el supuesto en el que puede englobarse el edificio en estudio, ya que cuenta con un núcleo de pantallas de hormigón de 300 mm de espesor y unos 2,80 m de longitud que forman la caja del ascensor.

La línea violeta representa la distancia entre edificios si se considera en el cálculo del periodo fundamental la fórmula (2) del apartado anterior de la normativa, planteada para el caso de edificios con pórticos de hormigón sin la colaboración de pantallas rigidizadoras, obteniéndose, de este modo, un $T_F = 0,45$ s y una junta de 21 mm.

Por otro lado, tras los cálculos de los modos de vibración del edificio en ETABS, lo que supone un análisis mucho más exacto, resulta un periodo para el modo fundamental de vibración de 0,48 s, más cercano al valor calculado según la fórmula de la NCSE-02 que no tiene en cuenta el efecto colaborante de las pantallas de hormigón.

Este hecho aparece reflejado en el gráfico de deformaciones, donde se aprecia cómo el desplazamiento modal espectral de la estructura supera la separación entre juntas obtenida al considerar el núcleo del ascensor pero no llega a sobrepasar la distancia que se obtiene obviando este elemento.

Los resultados anteriores ratifican la buena aproximación que entregan las fórmulas de la norma NCSE-02, no obstante, sería conveniente explicar con mayor detalle qué tipo de pantalla rigidizadora se considera, puesto que existe una gran variedad de tipologías de muy diversas dimensiones y características. En este caso, la normativa está suponiendo una pantalla de mayor rigidez que la presente en el edificio que se está analizando, lo que desemboca en una junta entre edificios ligeramente inferior a la necesaria.

A raíz de estas diferencias, se recomienda que durante el proyecto de un edificio se realice el cálculo del periodo fundamental según ambas formulaciones recogidas en la norma y se comparen con el resultado obtenido a partir del análisis de los modos de vibración del software de cálculo que se esté usando y, en base a esta referencia, se tome la decisión más apropiada.

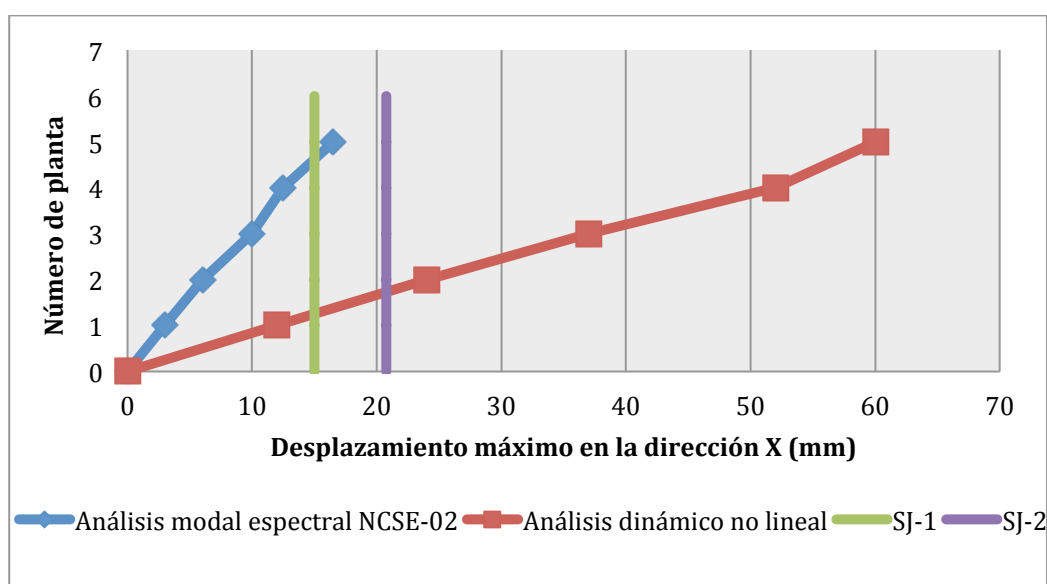


Figura 5.14 Comparativa de desplazamientos máximos positivos en la dirección X del edificio 5U-C según análisis modal espectral (NCSE-02) y análisis dinámico no lineal
 SJ-1: mínima junta entre edificios para $T_F = 0,32$ s; SJ-2: mínima junta entre ed. para $T_F = 0,45$ s

5.3 EDIFICIO TIPO 5B-S Y 5B-C

5.3.1 Análisis modal espectral según la norma NCSE-02

5.3.1.1 Diagramas de esfuerzos

Siguiendo el procedimiento anterior, se analiza a continuación los esfuerzos y deformaciones experimentados por el edificio 5B-S y 5B-C, también de cinco plantas de altura pero, en este caso, compuesto por forjados de tipo bidireccional, con nervios en ambos sentidos. Los diagramas de esfuerzos cortantes se representan en la Figura 5.15 y los correspondientes a los momentos flectores en la Figura 5.16, ambos según el análisis modal espectral de la norma NCSE-02.

Si se presta atención a los diagramas de esfuerzos cortantes se puede apreciar un comportamiento idéntico al edificio 5U-S y 5U-C. La magnitud de las solicitaciones es similar y las concentraciones de tensiones vuelven a darse en la misma zona que para el caso anterior, en los pilares cortos de la planta baja.

De igual forma, el resto de elementos estructurales mantiene unos valores casi inalterados ante la introducción de las columnas cortas. Se cumple de nuevo el principio de efecto local aislado del fenómeno del pilar corto, que no altera excesivamente la respuesta global del resto de la estructura.

Como se preveía, los diagramas de momentos flectores también coinciden, en gran medida, con los obtenidos para el primer edificio analizado. Esto confirma la semejanza que presentan ambos esquemas estructurales frente a acciones sísmicas y la baja repercusión que representa la tipología de forjado empleado.

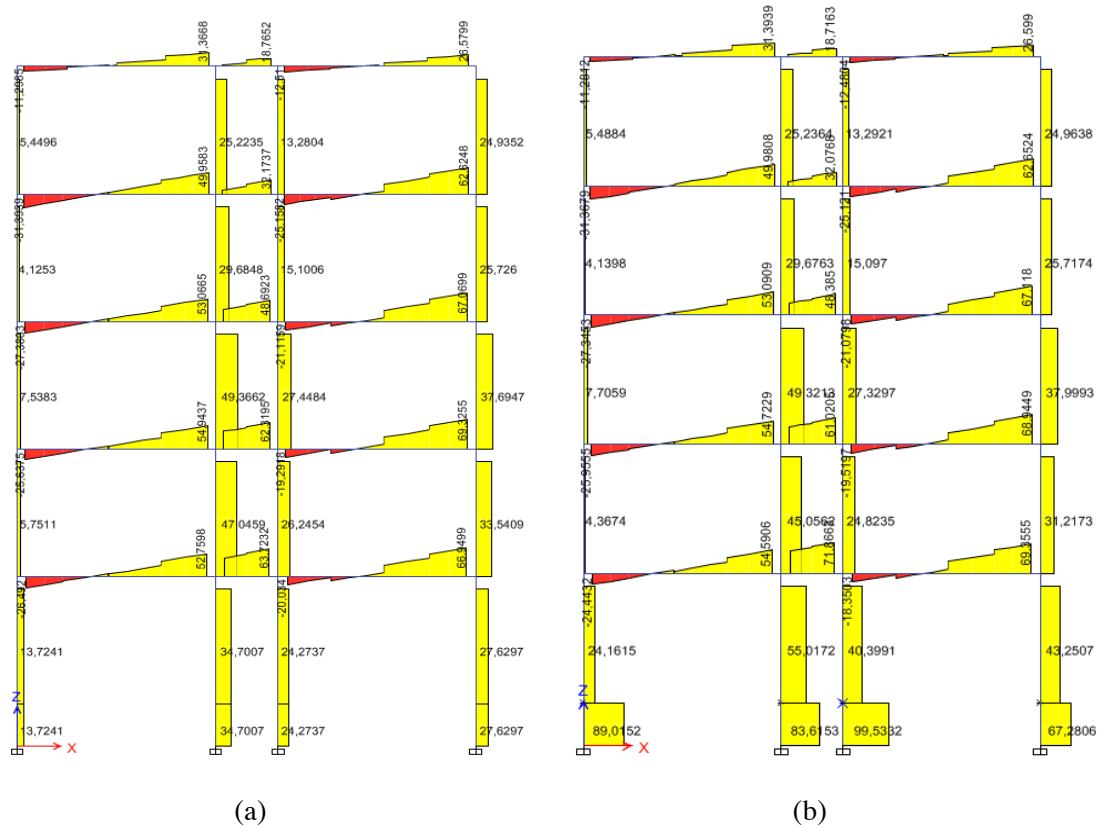


Figura 5.15 Diagrama de esfuerzos cortantes. (a) Edificio 5B-S. (b) Edificio 5B-C

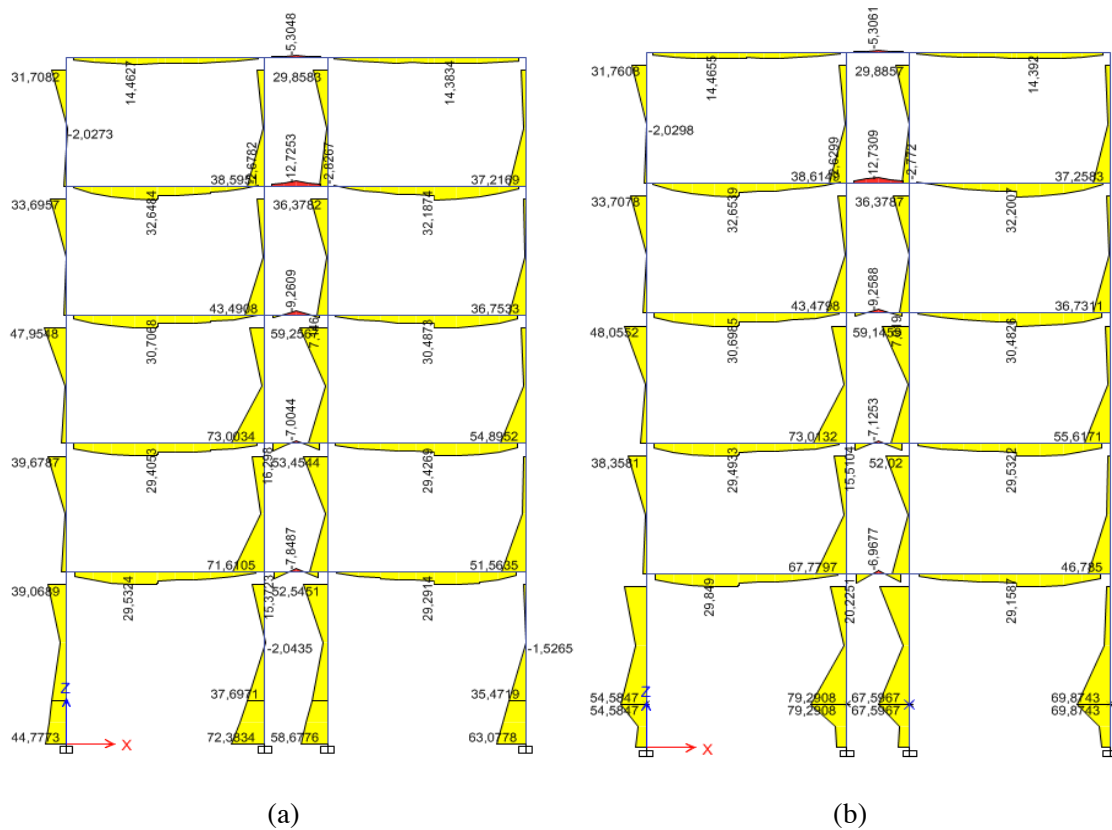


Figura 5.16 Diagrama de momentos flectores. (a) Edificio 5B-S. (b) Edificio 5B-C

5.3.1.2 Desplazamientos

Se han graficado en la Figura 5.17 los desplazamientos máximos positivos y negativos por planta de los edificios 5B-S y 5B-C.

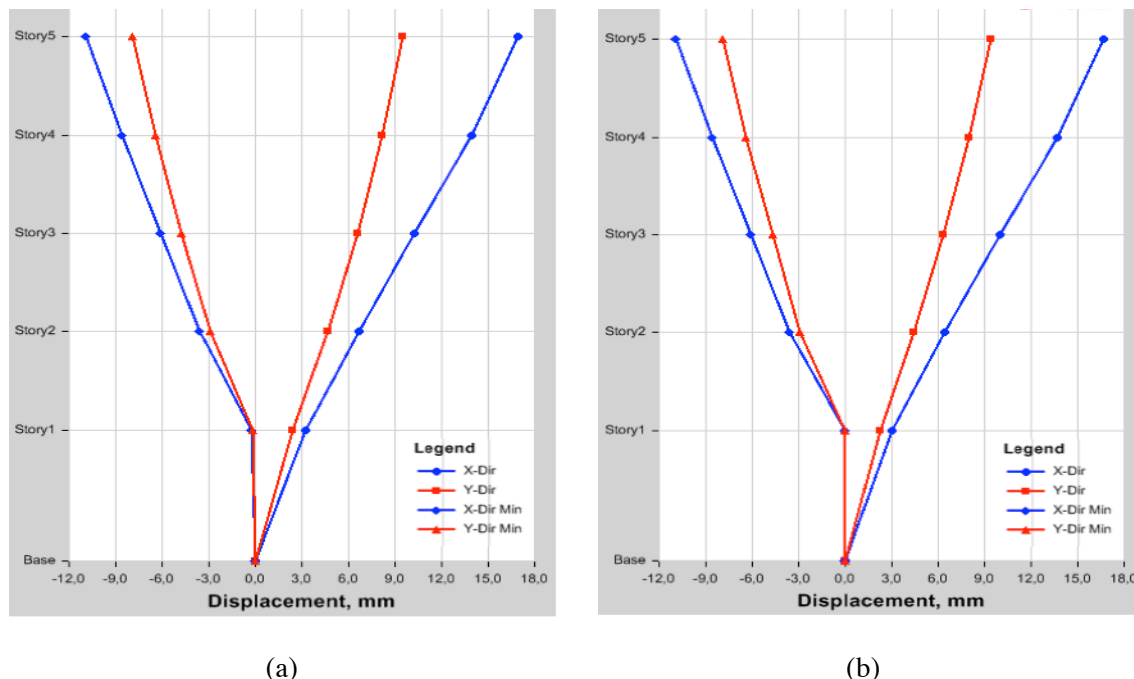


Figura 5.17 Desplazamientos por planta. (a) Edificio 5B-S. (b) Edificio 5B-C

Al igual que sucede para el caso de los diagramas de esfuerzos, las deformaciones que sufre la estructura son prácticamente coincidentes con las del edificio de forjado unidireccional. Asimismo, los desplazamientos que experimenta esta edificación no sufren variaciones apreciables si se introducen pilares cortos en su esquema resistente.

5.3.2 Análisis dinámico no lineal

5.3.2.1 Diagramas de esfuerzos

En las Figuras 5.18 y 5.19 se muestran, respectivamente, los diagramas de esfuerzos cortantes y momentos flectores correspondientes al análisis dinámico no lineal de los edificios 5B-S y 5B-C.

No se encuentran diferencias significativas ni aspectos a destacar con respecto a los análisis anteriores. Este cálculo entrega resultados semejantes a los obtenidos durante el cálculo de los edificios de forjados unidireccionales.

Los esfuerzos cortantes aumentan, en referencia al análisis modal espectral, en una proporción similar a la experimentada por las estructuras 5U-S y 5U-C. Estos datos serán comparados con mayor detalle más adelante.

Del mismo modo, los diagramas de momentos flectores muestran unos valores acordes a lo esperado y en consonancia con el análisis dinámico no lineal efectuado a los edificios 5U-S y 5U-C.

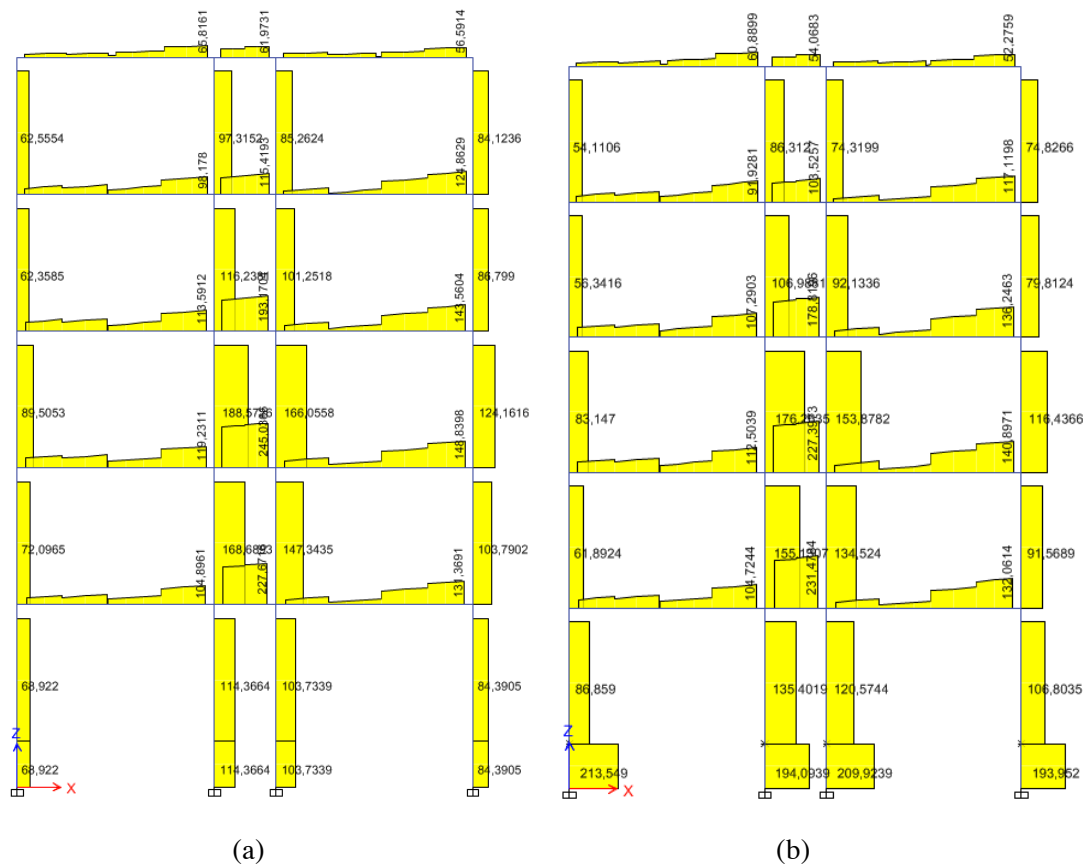


Figura 5.18 Diagrama de esfuerzos cortantes. (a) Edificio 5B-S. (b) Edificio 5B-C

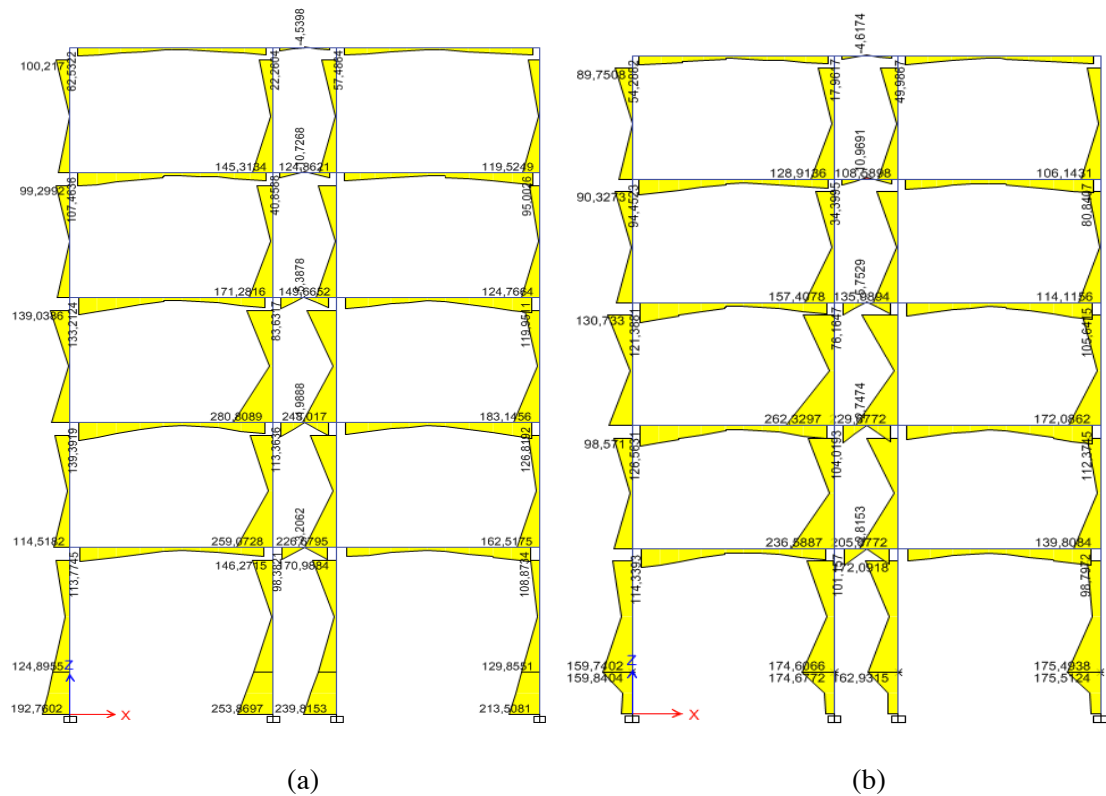


Figura 5.19 Diagrama de momentos flectores. (a) Edificio 5B-S. (b) Edificio 5B-C

5.3.2.2 Desplazamientos

Los desplazamientos de los edificios 5B-S y 5B-C se muestran en la Figura 5.20, presentando, igualmente, unas deformaciones independientes de la presencia de pilares cortos en la estructura, tal como sentencia la similitud entre ambas gráficas.

El comportamiento del edificio sigue el mismo patrón, deformándose en mayor medida a lo largo de la dirección en la que presenta menor canto, esto es, la dirección X.

En esta ocasión, los desplazamientos llegan a superar los 60 mm en la dirección X para el caso del edificio con pilares cortos, un valor ligeramente superior al registrado para el modelo de forjado unidireccional.

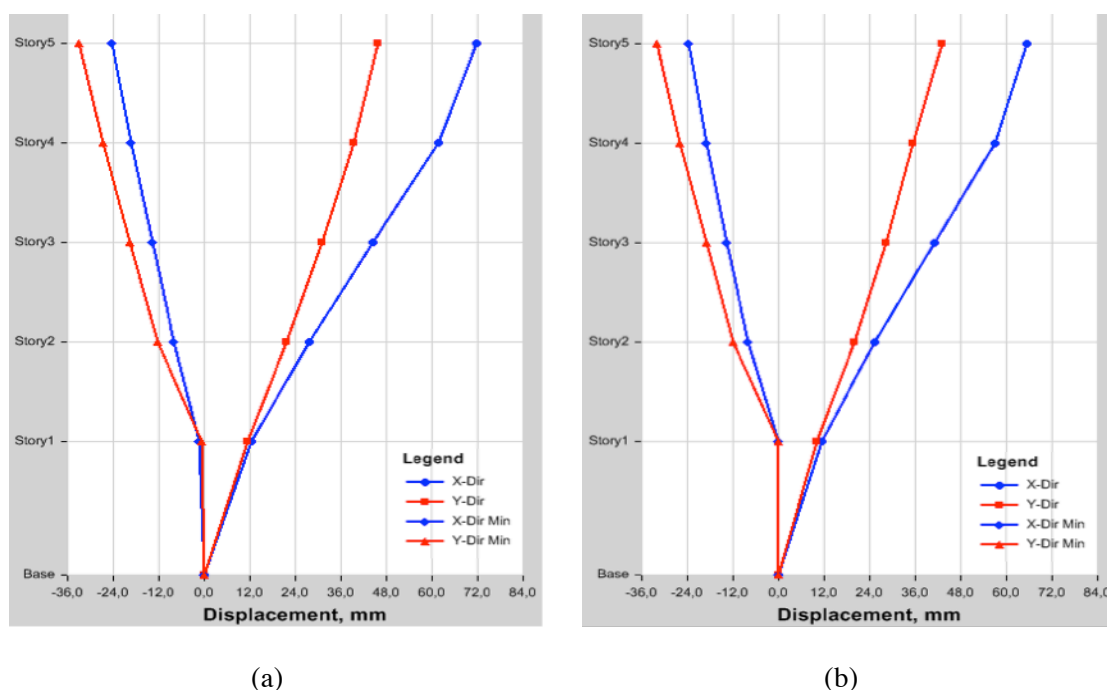


Figura 5.20 Desplazamientos por planta. (a) Edificio 5B-S. (b) Edificio 5B-C

5.3.3 Estudio comparativo

Si se observan los diagramas de barras representados en las Figuras 5.21 y 5.22 correspondientes, respectivamente, a los esfuerzos cortantes y momentos flectores de los edificios 5B-S y 5B-C en función de los métodos de análisis efectuados, puede comprobarse la similitud de comportamiento que exhiben si se comparan con las edificaciones de forjado unidireccional.

Continúa manteniéndose el incremento de más del doble de esfuerzos cortantes debido al sismo de Lorca con respecto a la carga sísmica prevista por la normativa vigente. Debido a ello, este edificio sufriría del mismo modo fallos estructurales de sus pilares cortos por rotura de los cercos y estribos, de resistencia insuficiente.

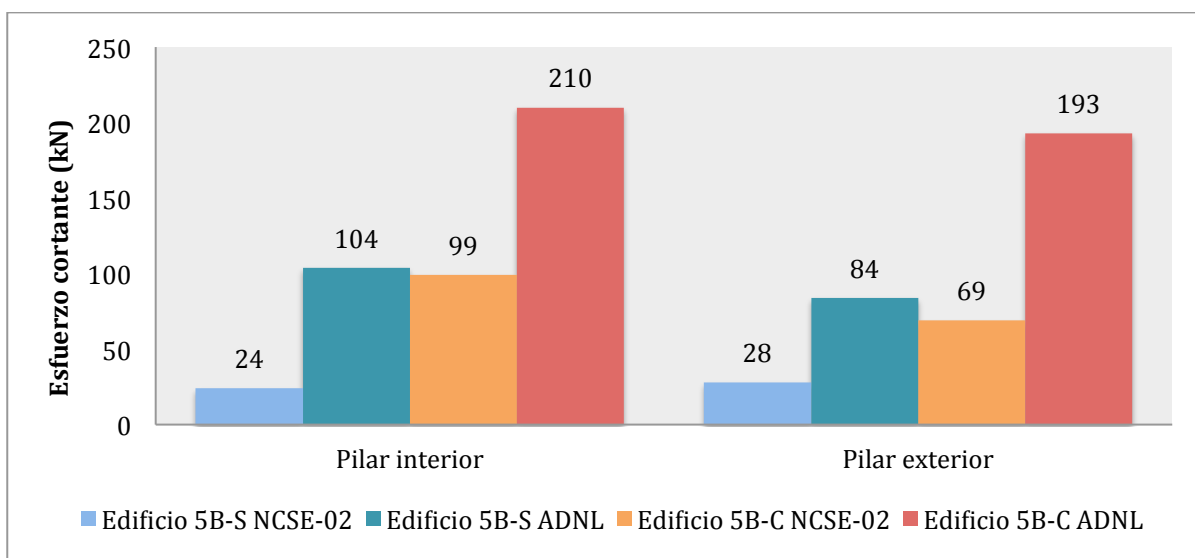


Figura 5.21 Comparativa de esfuerzos cortantes en el edificio 5B-S y 5B-C según análisis modal espectral (NSCE-02) y análisis dinámico no lineal (ADNL)

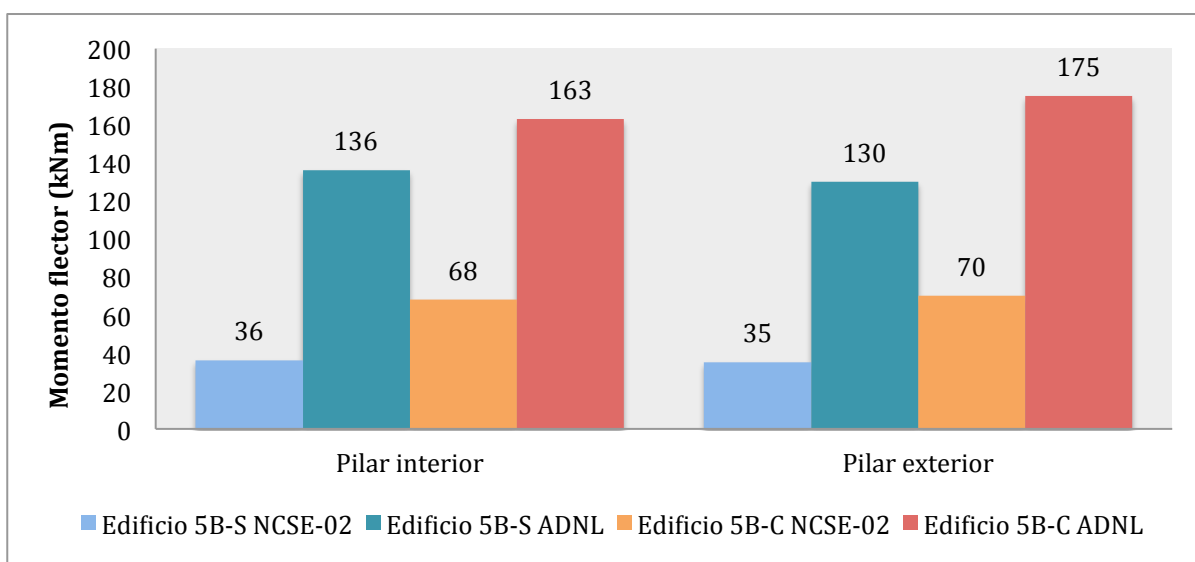


Figura 5.22 Comparativa de momentos flectores en el edificio 5B-S y 5B-C según análisis modal espectral (NSCE-02) y análisis dinámico no lineal (ADNL)

Los desplazamientos del edificio según el análisis modal espectral de la norma sismorresistente y el análisis dinámico no lineal aparecen reflejados en la Figura 5.23. Estos últimos sobrepasan en más de cuatro veces a los valores esperados por la normativa NCSE-02.

En este supuesto, también se supera la junta transversal entre edificios que se obtiene teniendo en cuenta la colaboración de las pantallas de hormigón del núcleo del ascensor del edificio.

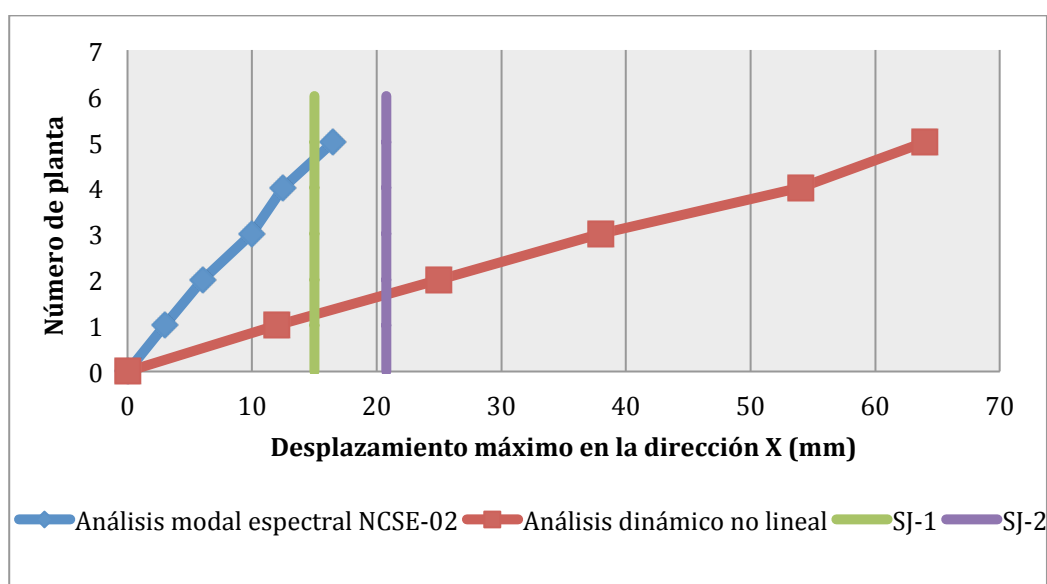


Figura 5.23 Comparativa de desplazamientos máximos positivos en la dirección X del edificio 5B-C según análisis modal espectral (NCSE-02) y análisis dinámico no lineal
 SJ-1: mínima junta entre edificios para $T_F = 0,32$ s; SJ-2: mínima junta entre ed. para $T_F = 0,45$ s

5.4 EDIFICIO TIPO 9U-S Y 9U-C

5.4.1 Análisis modal espectral según la norma NCSE-02

5.4.1.1 Diagramas de esfuerzos

La configuración estructural de estos modelos coincide con la de los edificios 5U-S y 5U-C, con la única salvedad de que cuentan con cuatro plantas más, sumando un total de nueve plantas de forjado unidireccional.

Este considerable incremento de altura tiene un impacto muy negativo en los esfuerzos que ha de soportar la estructura (Figuras 5.24 y 5.25) puesto que durante la acción sísmica se moviliza un porcentaje de masa muy superior.

En el caso del edificio 9U-S, este aumento en el peso de la estructura permite apreciar más fácilmente cómo los pilares de la planta baja deben resistir unas cargas menores a los del resto de plantas debido a su mayor esbeltez. Este efecto era menos acusado en los modelos de cinco plantas de altura.

Como era de esperar, siguen concentrándose los esfuerzos en los pilares cortos en el caso del edificio 9U-C. Estas solicitaciones llegan a superar en más de cinco veces las que presenta el modelo 9U-S, amplificando, de nuevo, los valores registrados en los análisis realizados de los edificios de menor altura a consecuencia del enorme peso de estas estructuras de considerable altura.

El edificio 9U-C pone de manifiesto la importancia que tiene un proyecto sismorresistente que evite elementos estructurales tan perjudiciales como los pilares cortos. Diseñar este edificio manteniendo en su esquema resistente las columnas cortas

en la planta baja, supone estar solicitando a las mismas con unos esfuerzos más de cinco veces superiores a los que deberían soportar si se evita este fenómeno.

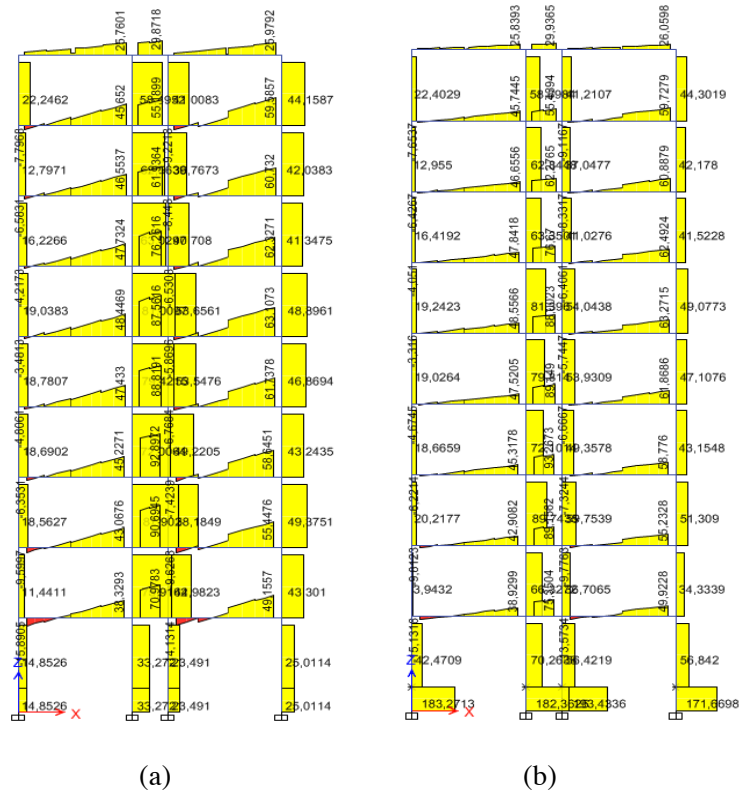


Figura 5.24 Diagrama de esfuerzos cortantes. (a) Edificio 9U-S. (b) Edificio 9U-C

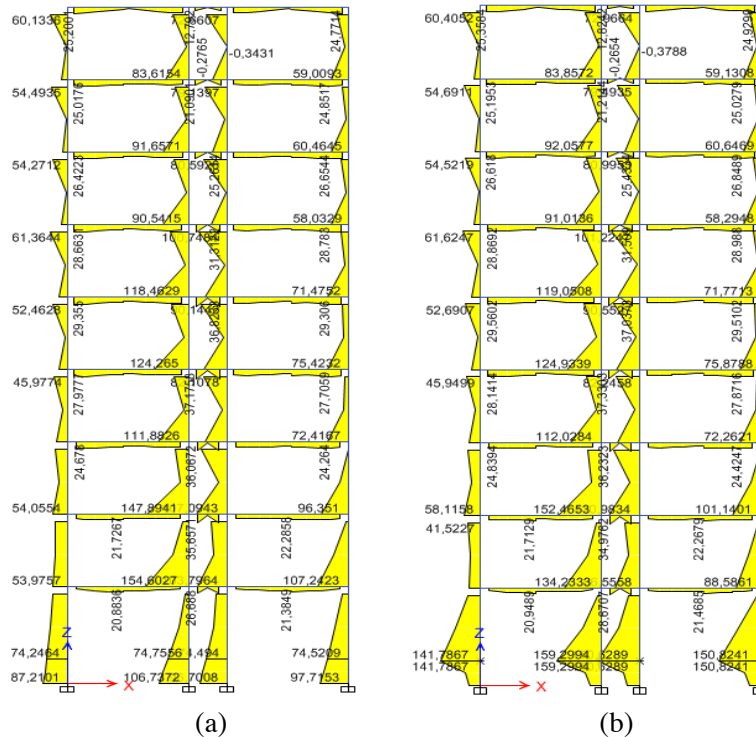


Figura 5.25 Diagrama de momentos flectores. (a) Edificio 9U-S. (b) Edificio 9U-C

5.4.1.2 Desplazamientos

En la Figura 5.26 se representan los desplazamientos de los edificios 9U-S y 9U-C. La elevada masa que se moviliza durante la acción sísmica y el incremento de altura de la estructura se ponen de manifiesto en estas gráficas, donde se observa cómo el edificio llega a desplazarse hasta 42 mm en la dirección X, valor muy superior a los registrados hasta ahora.

Como sucedía en los otros dos modelos analizados, el máximo desplazamiento del edificio se produce en la dirección X, ya que la estructura presenta una menor inercia en el eje perpendicular a la misma y, por tanto, una reducida resistencia a la deformación.

Por otra parte, en esta ocasión tampoco afecta a la deformación global de la estructura la presencia de pilares cortos en su planta baja, obteniéndose gráficas de deformación casi idénticas.

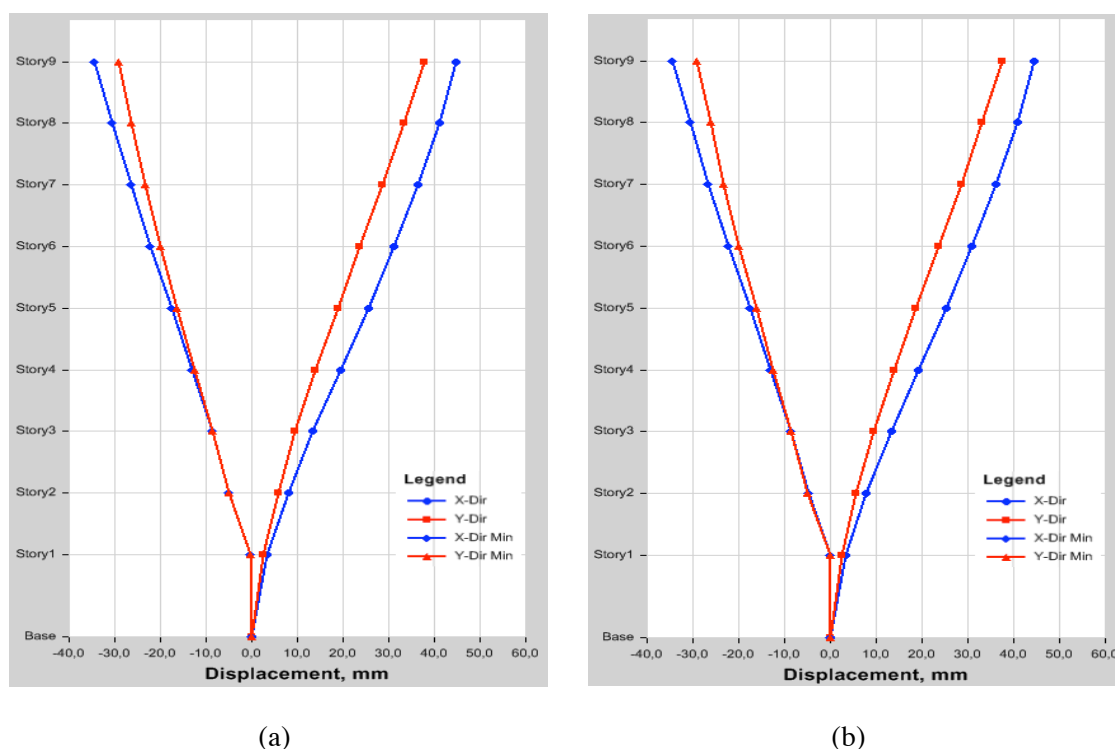


Figura 5.26 Desplazamientos por planta. (a) Edificio 9U-S. (b) Edificio 9U-C

5.4.2 Análisis dinámico no lineal

5.4.2.1 Diagramas de esfuerzos

Los diagramas de cortante y momentos flectores de los edificios 9U-S y 9U-C se exhiben en las Figuras 5.27 y 5.28, respectivamente.

El análisis dinámico no lineal entrega resultados en la línea de los esperados. El comportamiento de los edificios sigue el mismo patrón que los modelos previos analizados, sin aspectos a destacar.



Figura 5.27 Diagrama de esfuerzos cortantes. (a) Edificio 9U-S. (b) Edificio 9U-C

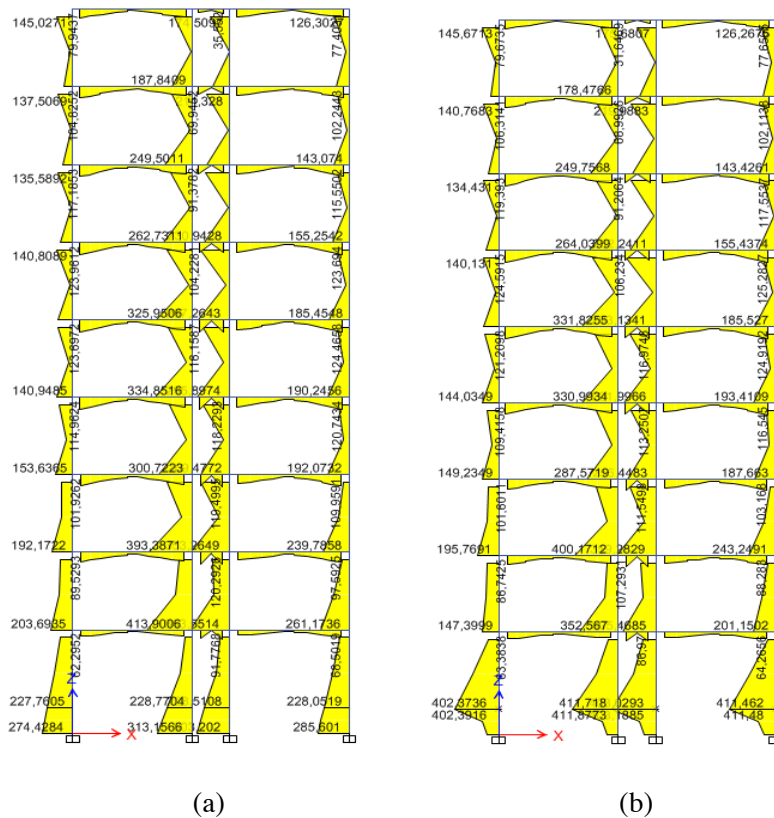


Figura 5.28 Diagrama de momentos flectores. (a) Edificio 9U-S. (b) Edificio 9U-C

Como ya se ha comentado, la diferencia tan importante en la cuantía de los cortantes y flectores registrados con respecto a los dos primeros edificios estudiados radica en el incremento de peso y altura de esta estructura con respecto a las originales, de forma que se produce una amplificación de todos los efectos observados hasta ahora.

5.4.2.2 Desplazamientos

Las deformaciones obtenidas se muestran en la Figura 5.29. Este método de análisis eleva el desplazamiento del edificio hasta los 115 mm en la dirección X, lo que supone un movimiento muy importante de la estructura y que, como se verá a continuación, puede implicar peligrosos choques con las edificaciones colindantes.

Si se atiende a los valores de las gráficas puede comprobarse que los desplazamientos entre ambos tipos de edificio coinciden.

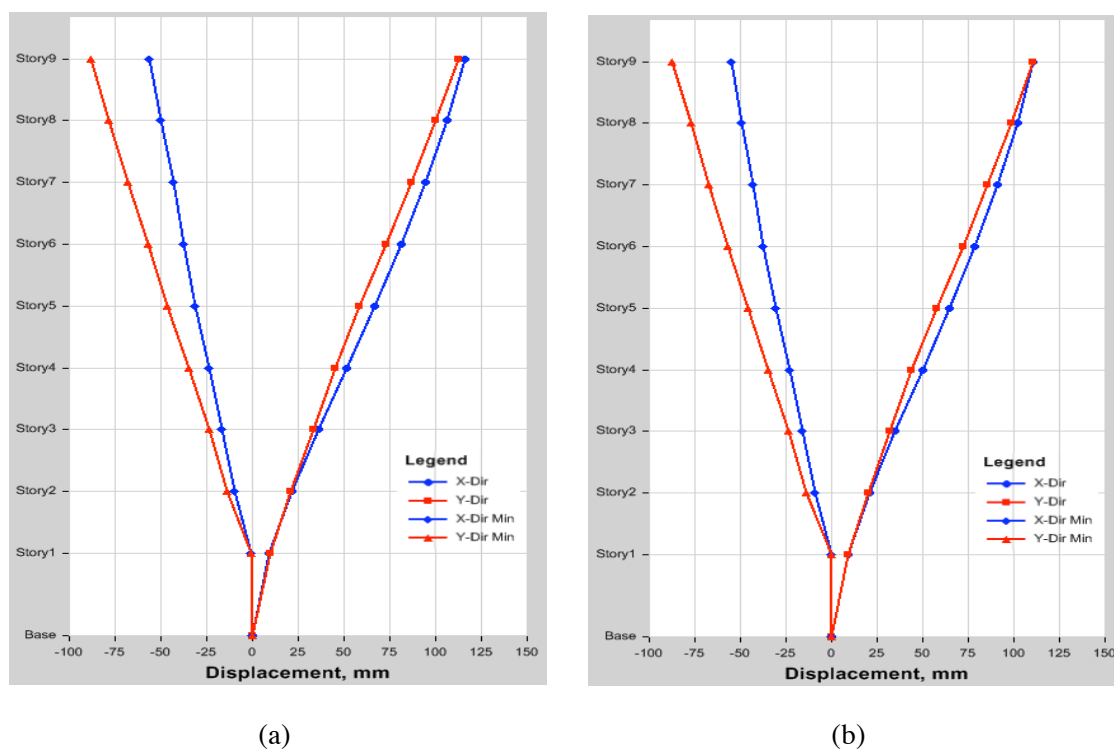


Figura 5.29 Desplazamientos por planta. (a) Edificio 9U-S. (b) Edificio 9U-C

5.4.3 Estudio comparativo

Se estudia en detalle el comportamiento de los pilares cortos de estos edificios en los gráficos de las Figuras 5.30 y 5.31. En el primero de ellos se cuantifica un aumento de los cortantes previstos por la norma NCSE-02 en más de 2,6 veces debido a la acción del sismo de Lorca, valor muy semejante al que se obtuvo en los análisis previos y que, de la misma manera, produce el colapso del pilar por fallo de la armadura de cortante dispuesta, que sólo es capaz de resistir un esfuerzo de 240 kN, frente a los 491 kN que actúan.

Por el contrario, si se comparan los esfuerzos cortantes obtenidos a partir del cálculo dinámico no lineal según presente el edificio pilares cortos o no, resultan valores hasta seis veces superiores. En los edificios de cinco plantas, para el mismo caso comparado, el diseño con pilares cortos suponía un incremento del doble de esfuerzo cortante.

Lo mismo sucede en el caso de los momentos flectores, donde para el caso en estudio se registra un aumento del 69 % de los flectores al introducir en el diseño pilares cortos, el doble de los contabilizados para los edificios de menor altura, donde el incremento era de un 28 %.

Esta disparidad se explica por la considerable diferencia de peso y altura entre ambos tipos de estructura, estableciéndose una relación entre éstos y el aumento de esfuerzos. Al tener la estructura de nueve plantas, aproximadamente, el doble de altura y peso que el resto, la diferencia de solicitaciones se triplica.

Por último, en la Figura 5.32 se comparan entre sí los desplazamientos registrados en el edificio 9U-C según los dos métodos de análisis realizados. Las deformaciones que experimenta la estructura tras el análisis dinámico no lineal superan en 2,5 veces las esperadas por la norma NCSE-02. Esta diferencia es menos pronunciada que las registradas para los casos de los edificios de cinco plantas de altura, donde el cálculo no lineal entregaba desplazamientos casi cuatro veces superiores.

De la misma manera que en los estudios anteriores, se ha representado la separación entre juntas de edificios según las dos formulaciones de la normativa, teniendo en cuenta el efecto colaborante de las pantallas de hormigón y obviándolo. El resultado obtenido sugiere la revisión de este apartado de la norma NCSE-02 puesto que el desplazamiento del edificio supera incluso la separación entre juntas más desfavorable (aunque sólo en 1 mm).

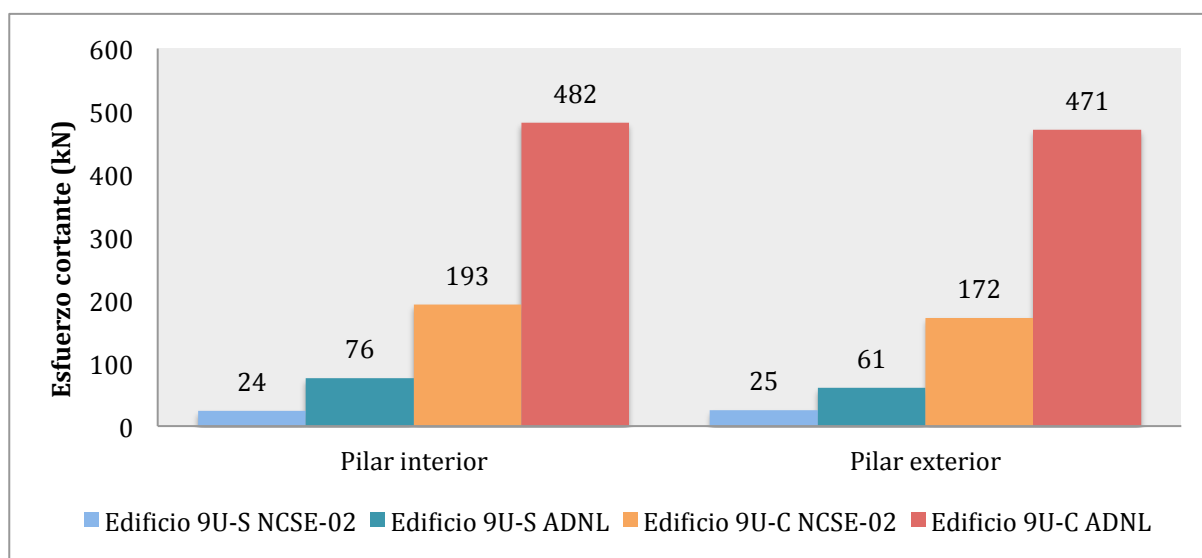


Figura 5.30 Comparativa de esfuerzos cortantes en los pilares de la planta baja de los edificios 9U-C y 9B-C según análisis modal espectral (NCSE-02) y análisis dinámico no lineal (ADNL)

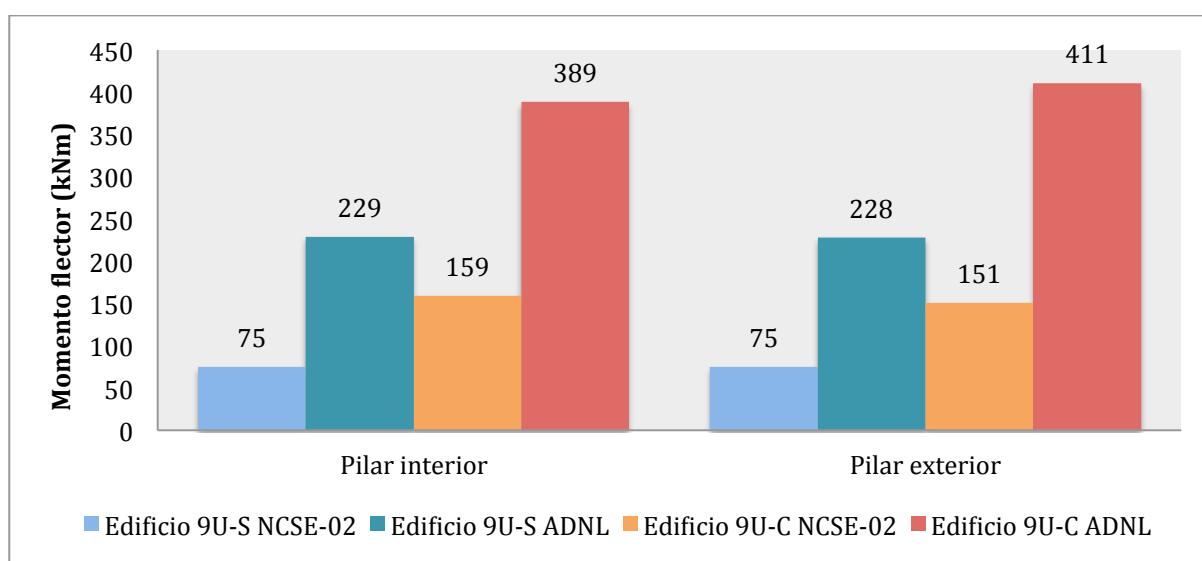


Figura 5.31 Comparativa de momentos flectores en los edificios 9U-C y 9B-C según análisis modal espectral (NCSE-02) y análisis dinámico no lineal (ADNL)

La normativa debería contemplar unas separaciones entre edificios con mayor margen de seguridad que cubran, como mínimo, los desplazamientos que se obtienen a partir del análisis modal espectral. Por el contrario, ajustar estas distancias a las deformaciones registradas en los cálculos no lineales según el sismo de Lorca supondría un sobredimensionamiento de las mismas e importantes costes económicos teniendo en cuenta que, probablemente, no se repita un terremoto de similares características en cientos de años.

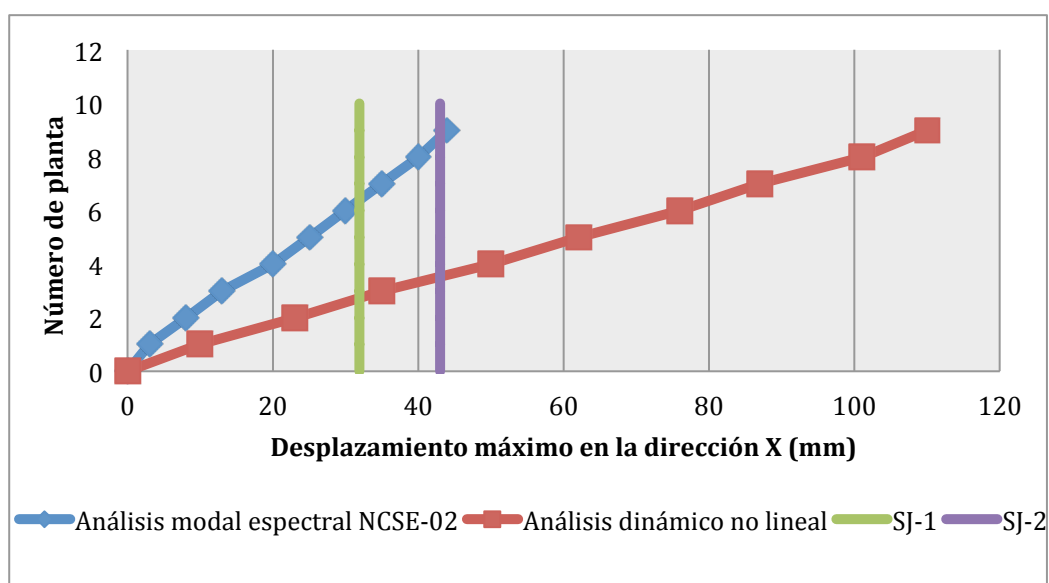


Figura 5.32 Comparativa de desplazamientos máximos positivos en la dirección X del edificio 9U-C según análisis modal espectral (NCSE-02) y análisis dinámico no lineal
SJ-1: mínima junta entre edificios para $T_F = 0,60$ s; SJ-2: mínima junta entre ed. para $T_F = 0,81$ s

5.5 PRINCIPALES DIFERENCIAS ENTRE LOS MÉTODOS DE ANÁLISIS

Como ya se mencionó, tras la revisión de los resultados obtenidos a partir de los distintos métodos de análisis se encontraron ciertas correlaciones entre ellos que es de interés mencionar.

Se escoge a modo de ejemplo el edificio 5U-S, mostrando en la Tabla 5.1 la deformación máxima que experimenta en la dirección X, y en la Tabla 5.2 el esfuerzo cortante que experimenta un pilar corto interior de la planta baja.

Tabla 5.1 Deformación máxima del edificio 5U-S en la dirección X

Método de análisis		Desplazamiento máximo (mm)
Fuerzas equivalentes	NCSE-02	18,80
	EC-8	21,40
	NCSE-02	16,90
Análisis modal espectral	NCSE-02 Rev.	32,00
	EC-8 Tipo 1	20,10
	EC-8 Tipo 2	17,00
Análisis dinámico	Lineal	31,10
	No lineal	67,90

Tabla 5.2 Esfuerzo cortante en uno de los pilares interiores de la planta baja del edificio 5U-S

Método de análisis		Esfuerzo cortante (kN)
Fuerzas equivalentes	NCSE-02	33,26
	EC-8	29,34
	NCSE-02	27,83
Análisis modal espectral	NCSE-02 Rev.	46,57
	EC-8 Tipo 1	31,85
	EC-8 Tipo 2	23,19
Análisis dinámico	Lineal	60,87
	No lineal	88,04

Puede comprobarse que el análisis mediante el método de las fuerzas equivalentes propuesto por las normas NCSE-02 y el Eurocódigo 8 proporciona, como no podía ser de otra manera, desplazamientos ligeramente superiores a los obtenidos en base al análisis modal espectral según las respectivas normativas.

Este hecho confirma que el método simplificado de análisis es válido en el ámbito en el que se permite su empleo (edificios de hasta 60 m de altura de planta regular) y que proporciona resultados que quedan del lado de la seguridad, lo que garantiza un proyecto sismorresistente seguro.

Por tanto, queda demostrado que el uso del método simplificado en los casos que cumplan los requerimientos establecidos en la normativa correspondiente constituye un

análisis sencillo, que demanda pocos recursos computacionales y de tiempo, ideal para aquellos proyectos donde no se requiera un análisis sísmico más preciso.

Este tipo de proyectos engloba la mayoría de edificaciones que se construyen en la Región de Murcia, donde los edificios no suelen superar las 20 plantas de altura salvo en Murcia capital. La mayoría de estructuras que presentan los municipios que conforman la Comunidad Autónoma cumplen los requisitos para ser analizadas mediante el método de las fuerzas estáticas equivalentes.

Otra conclusión interesante que puede extraerse de los datos mostrados en la Tabla 5.2 es que el esfuerzo cortante que se obtiene del análisis modal espectral mediante la norma NCSE-02, de valor 27,83 kN, queda dentro del intervalo de resultados que definen los cálculos según los espectros de respuesta tipo 1 y tipo 2 del Eurocódigo 8, con registros de 31,85 y 23,19 kN, respectivamente.

Este hecho constata que el espectro de respuesta propuesto por la norma española constituye un valor intermedio con respecto a los dos tipos de espectros que propone la normativa europea, basados en la magnitud del sismo esperado en la zona de proyecto (Hernández, 2007). El Eurocódigo 8 estipula el uso del espectro tipo 1 en el caso de que la magnitud del sismo probable supere los 5,5° en la escala de Richter, recomendando el empleo del espectro tipo 2 para magnitudes inferiores a ésta.

El sismo de Lorca de 2011 presentó una magnitud de 5,1°, valor que se sitúa cercano a la frontera que divide el espectro tipo 1 y tipo 2 en el Eurocódigo 8, lo que sugiere que sería más apropiado emplear el espectro de respuesta elástico tipo 1 de esta norma en futuros proyectos que se sitúen en zonas sísmicas con posibles terremotos de magnitudes superiores a los 5° en la escala de Richter, quedando así del lado de la seguridad.

5.6 PRINCIPALES DIFERENCIAS ENTRE LOS EDIFICIOS DE FORJADO UNIDIRECCIONAL Y BIDIRECCIONAL

Atendiendo a los esfuerzos cortantes registrados para los edificios de cinco plantas según presenten forjados de tipo uni o bidireccional, se concluye que el tipo de losa empleada en el diseño apenas tiene repercusión en las sollicitaciones de los pilares del edificio, tal como puede observarse en la Figura 5.33.

Las diferencias entre ambas tipologías oscilan entre el 3 al 5 %, valores que pueden considerarse casi despreciables.

Lo mismo sucede al comparar entre sí los desplazamientos que sufren ambas tipologías edificatorias (Figura 5.34), que resultan prácticamente idénticos para las plantas inferiores e intermedias y sólo se hace notable una pequeña diferencia en las plantas superiores. Para la máxima altura, la estructura de forjado bidireccional se desplaza cuatro milímetros más que el edificio de losa unidireccional, lo que se traduce en un aumento del 6,6 %.

Por lo tanto, puede concluirse que la elección de una tipología de forjado u otra no va a suponer una gran diferencia en las cargas que han de resistir los pilares cortos y los desplazamientos que va a sufrir la estructura.

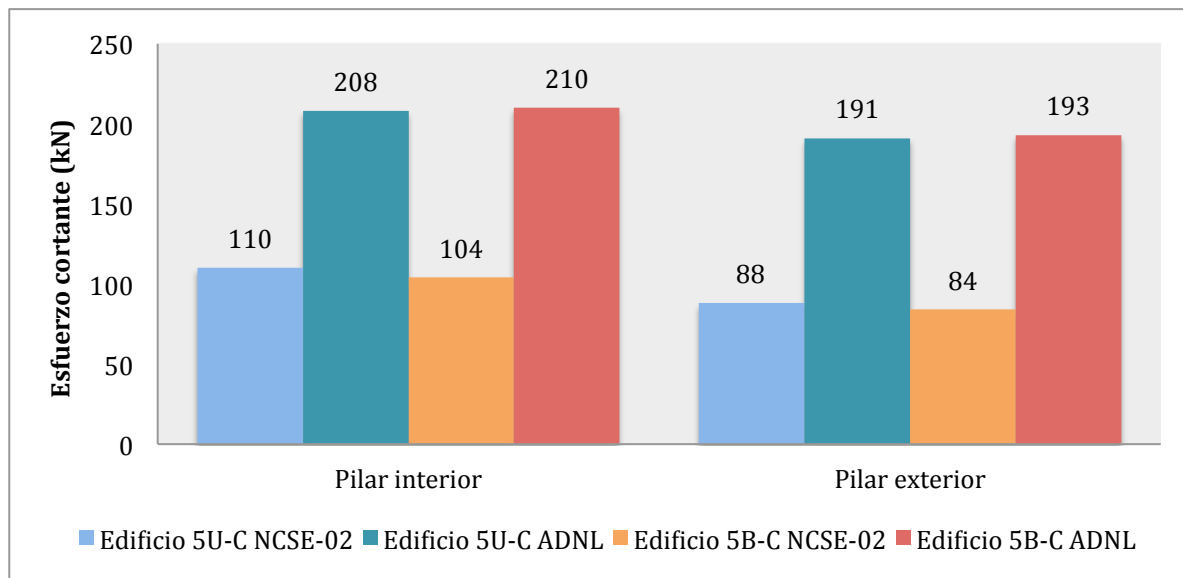


Figura 5.33 Comparativa de esfuerzos cortantes en los edificios 5U-C y 5B-C según análisis modal espectral (NCSE-02) y análisis dinámico no lineal (ADNL)

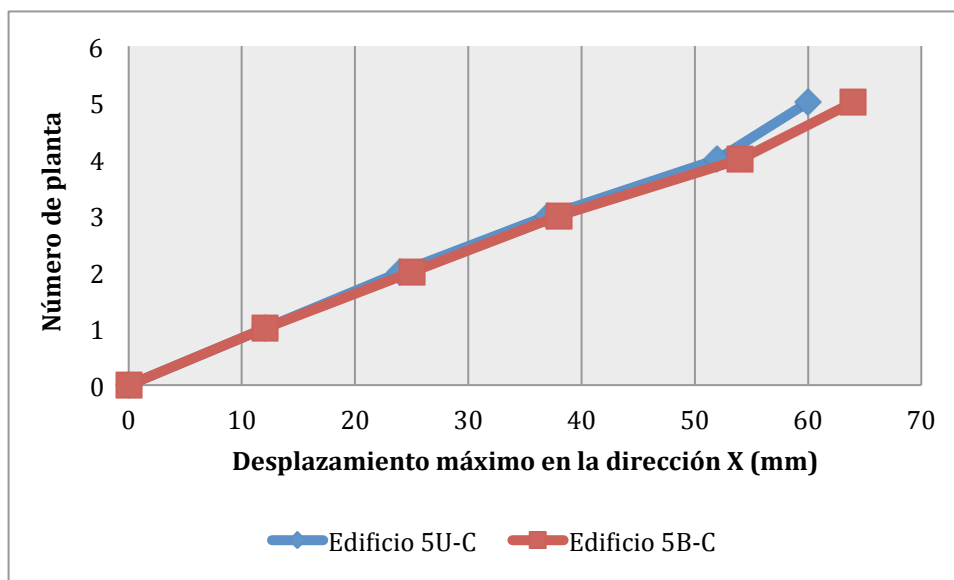


Figura 5.34 Comparativa de desplazamientos máximos positivos en la dirección X del edificio 5U-C y el edificio 5B-C según el análisis dinámico no lineal

5.7 INFLUENCIA DE LA REVISIÓN DE LA NORMA SÍSMICA ESPAÑOLA EN LOS RESULTADOS DE LOS ANÁLISIS

Las consecuencias, sobre todo humanas, que provocó el sismo de Lorca del 11 de mayo, sumado al desalojo de las viviendas de miles de habitantes del municipio, despertaron el interés de la opinión pública por conocer de qué modo se construye en España, aumentó las exigencias de los ciudadanos acerca de las medidas existentes para minimizar los daños ocasionados por un terremoto y cuáles se podrían poner en práctica con el fin de evitar errores futuros.

En definitiva, el sismo de Lorca creó una conciencia social en España, especialmente en el Sur y en el Sureste, que demanda y reivindica construcciones firmes, resistentes y actualizadas que, ante todo, garanticen la seguridad de sus habitantes tanto dentro como fuera de ellas.

Desde la ocurrencia del sismo, fueron muchos expertos los que hablaron sobre la normativa actual y la necesidad de proceder a su actualización. Solicitaron añadir nuevos criterios a la hora de calcular los edificios. Cuestiones relacionadas, entre otras, con que la norma contemple la valoración de fachadas, cornisas, aleros o elementos externos que presenten posibilidad de desprendimiento.

Sin embargo, el tema prioritario y de mayor importancia, en el que coincidieron los ingenieros, arquitectos, geólogos y demás expertos que colaboraron en la iniciativa que promueve la actualización de la normativa sismorresistente vigente, radica en la elaboración de un estudio de microzonificación del municipio de Lorca que permita conocer con detalle el tipo de terreno sobre el que se construye y ajustar con mayor precisión los parámetros que se emplean durante el cálculo de las edificaciones.

La microzonificación consiste en la realización de un estudio del territorio, concretamente de su suelo, con la misión de diferenciar los distintos tipos de terreno existente y, de esta manera, predecir su comportamiento bajo la acción sísmica. A partir de sus propiedades geotécnicas, espesor de los estratos, la clasificación del tipo de suelo, la velocidad de propagación de las ondas elásticas de cizalla, entre otras cuestiones técnicas, se establece una clasificación del terreno que puede amplificar la aceleración sísmica, generando, de este modo, mayor o menor riesgo para los edificios.

En España, la normativa actual reconoce tan sólo cuatro tipos de suelos diferentes. En países con mayor riesgo sísmico que el nuestro y más avanzados tecnológicamente y socialmente en la defensa contra sismos, este aspecto recibe una atención mucho más cuidadosa. Buen ejemplo de ello es la ciudad de Bogotá (Colombia), que distingue hasta diecisiete tipos de suelos diferentes.

Esta distinción de suelos mediante la realización de una microzonificación de la zona, permite un proyecto sismorresistente más preciso, seguro y económico, facilitando, al mismo tiempo, una mayor cantidad de información útil a los responsables políticos a la hora de desarrollar y mejorar sus planeamientos urbanísticos.

El motivo es muy sencillo: el simple hecho de conocer las tipologías de suelo permite saber, por ejemplo, que en una determinada zona puede ser desaconsejable construir un edificio de elevada altura que precise de una tecnología sismorresistente demasiado costosa, a favor de erigir unas edificaciones de menor envergadura y mayor extensión en planta que no sean de importancia especial y conlleven un ahorro presupuestario.

La microzonificación de un municipio surge de las necesidades de la economía del mismo. Los edificios destinados a usos públicos, a viviendas y con fines industriales se deben edificar con las mayores garantías de seguridad ante daños sísmicos. Aceptando el hecho de que una zona de una misma localidad puede presentar un mejor comportamiento bajo sismo que otra cercana, es evidente que las construcciones sobre ambos lugares no pueden haberse calculado bajo las mismas hipótesis y parámetros de diseño. Aunque parezca una obviedad, los efectos de un terremoto en los edificios no pueden ser iguales encima o a lo largo de una falla que a veinticinco kilómetros de ésta.

Por todos estos motivos, el Consejo de Gobierno dio el visto bueno a un convenio entre la Consejería de Obras Públicas y Ordenación del Territorio y la Universidad Politécnica de Cartagena para la realización del estudio de microzonificación sísmica en el municipio de Lorca. El objetivo es decidir cuál es la tipología de las estructuras de los edificios más adecuada en cada área, en función de la información que se extraiga, así como proceder a una revisión de los parámetros que afectan al proyecto de las edificaciones y que vienen recogidos en la actual norma NCSE-02 y NCSP-07, procediendo, por tanto, a su actualización.

La curva actualizada de la peligrosidad sísmica de Lorca ha sido ya determinada en base a estudios recientes en este campo realizados por el Instituto Geográfico Nacional. Estos estudios no son sino la fase de investigación preformativa del nuevo Mapa de Peligrosidad Sísmica de España, que será aprobado próximamente por la Comisión Permanente de Normas Sismorresistentes, en el marco de la revisión de las normas NCSE-02 y NCSP-07.

En la Tabla 5.3 se muestran las nuevas aceleraciones pico del terreno correspondiente a la Región de Murcia según la mencionada revisión. Como puede observarse, las aceleraciones se incrementan considerablemente con respecto a la normativa vigente, no obstante, corresponden a conceptos diferentes de la aceleración de diseño.

En la norma actual, la aceleración sísmica básica está referenciada a un tipo de terreno tipo II, correspondiente a roca fracturada o suelo duro, y para un periodo de retorno de 500 años. En la normativa en revisión, se considera el valor de la aceleración máxima horizontal (PGA) para suelos tipo I, suelo rígido o roca, y un periodo de retorno de 475 años.

Tabla 5.3 Cuadro de aceleraciones pico del terreno en diferentes municipios de la Región de Murcia

Municipio	Aceleración pico	
	Norma actual	Norma revisada
Lorca	0,12g	0,19g
Murcia	0,15g	0,23g
Cartagena	0,07g	0,11g

Con el objetivo de poder comparar entre sí la norma vigente y la revisión que se está estudiando en términos homogéneos, es necesario referenciar la aceleración básica que considera ésta última a un periodo de retorno semejante al que establece la normativa actual, esto es, un periodo de 500 años. Para ello, puede utilizarse la expresión que se incluye el Anexo A de la Parte 2 del Eurocódigo 8

$$\frac{a_2}{a_1} = \left(\frac{T_2}{T_1}\right)^k$$

siendo k un valor que puede variar entre 0,3 y 0,4. Resultando

$$a_2 = a_1 \left(\frac{T_2}{T_1}\right)^k = 0,19 \left(\frac{500}{475}\right)^{0,35} = 0,1934g$$

Dado que los periodos de retorno considerados son semejantes, la diferencia encontrada es de tan sólo un 1,78 % entre ambos valores de la aceleración.

La nueva aceleración básica definida en la norma en revisión sí que conlleva un incremento muy notable si se compara con el valor vigente en la actualidad (0,12g), suponiendo un aumento del 61 %.

Por tanto, en el caso de tomar como aceleración de referencia la PGA ($T_R = 475$ años) obtenida en el nuevo mapa, referenciada a un suelo tipo I, el nuevo coeficiente de amplificación del terreno S a aplicar vendrá dado –siguiendo el mismo criterio de la NCSE– por los siguientes valores:

Para $\rho a_r \leq 0,1g$

$$S = C$$

Para $0,1g \leq \rho a_r \leq 0,4$

$$S = 1 + 3,33(1 - C)[(\rho a_r/g) - 0,4]$$

Para $0,4 \leq \rho a_r$

$$S = 1,0$$

Ya que para este caso particular, $\rho a_r = 0,19g$, resulta un coeficiente de amplificación del terreno, S

$$S = 1 + 3,33(1 - 1,3)[(0,19g/g) - 0,4] = 1,2098$$

Finalmente se obtiene como aceleración de cálculo para el municipio de Lorca

$$a_c = S p a_b = 1,2098 \cdot 1 \cdot 0,19g = 0,2298g$$

Un resultado que implica un incremento del 84,5 % con respecto al valor de la aceleración de cálculo recogida en la norma actual, de sólo 0,1244g. Esto supone una importante variación del espectro elástico de cálculo que se refleja en el análisis modal espectral de los edificios, provocando un aumento considerable de las solicitaciones de los elementos estructurales y, por tanto, un mayor margen de seguridad en el proyecto sismorresistente.

En la Figura 5.35 y 5.36 se compara el espectro elástico de respuesta horizontal y vertical, respectivamente, obtenidos mediante la norma NCSE-02 vigente y los que resultan a partir de los cambios introducidos con la actualización de la misma. Se comprueba rápidamente la elevada diferencia que existe entre ambos espectros, de forma que la curva propuesta por la norma revisada cubre un rango de aceleraciones mucho mayor que el empleado en la actualidad.

Con el fin de transmitir una idea más aproximada de cuál es el efecto que produce este cambio del espectro de cálculo en el comportamiento de los edificios, se muestran en las Figuras 5.37 y 5.38 los diagramas de esfuerzos cortantes y momentos flectores que se obtienen en el edificio 5U-C según su análisis mediante el espectro de respuesta elástico de la norma NCSE-02 vigente y en revisión. No se exponen los resultados concernientes al resto de modelos estudiados ya que sus esfuerzos aumentan en una proporción similar.

Asimismo, en las Figuras 5.39 y 5.40 se comparan, para el edificio anterior, los esfuerzos resultantes del análisis modal espectral de la norma NCSE-02 en revisión frente a los obtenidos mediante el cálculo dinámico no lineal.

A partir de los diagramas anteriores, se han representado en las Figuras 5.41 y 5.42 los esfuerzos cortantes y momentos flectores, respectivamente, que afectan al pilar corto interior y exterior del edificio estudiado. Se han graficado los valores obtenidos según los tres tipos de análisis utilizados.

Como puede observarse, la sollicitación que produce el espectro de respuesta elástico de la norma NCSE-02 en revisión supone, de media, un incremento del doble del esfuerzo cortante en los pilares cortos con respecto al cálculo que resulta a partir del espectro vigente en la actualidad.

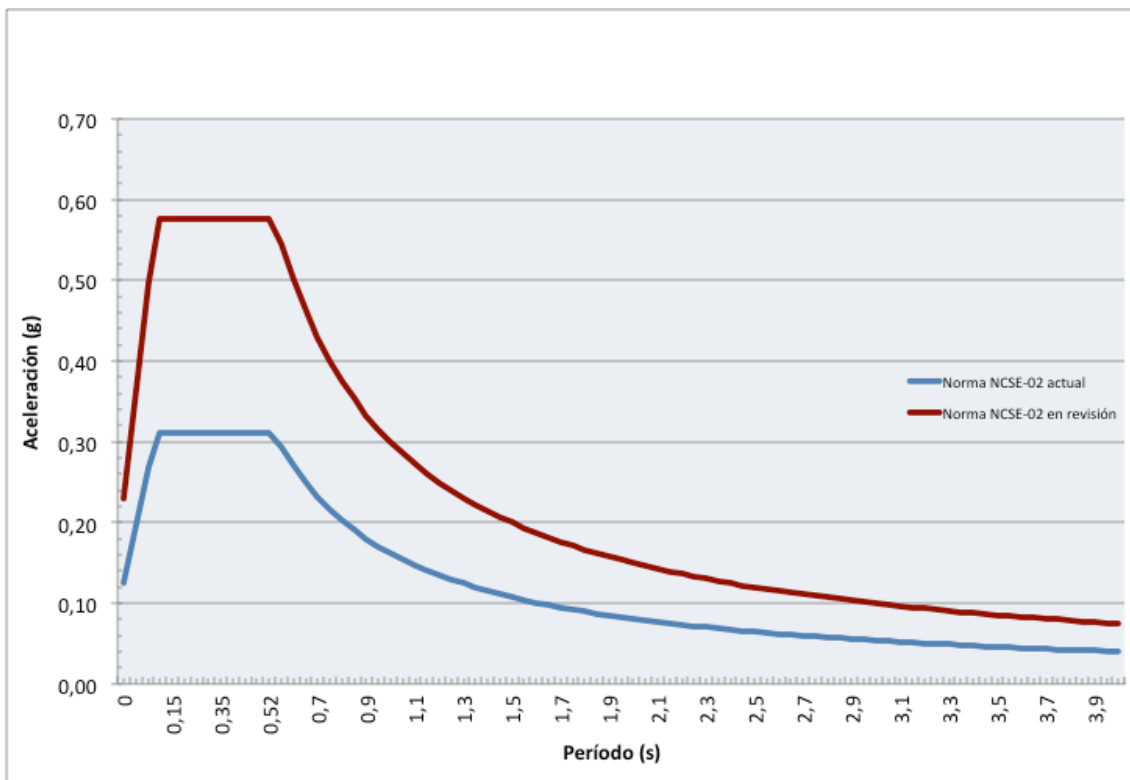


Figura 5.35 Espectros de respuesta elásticos horizontales según la norma NCSE-02 actual y en revisión

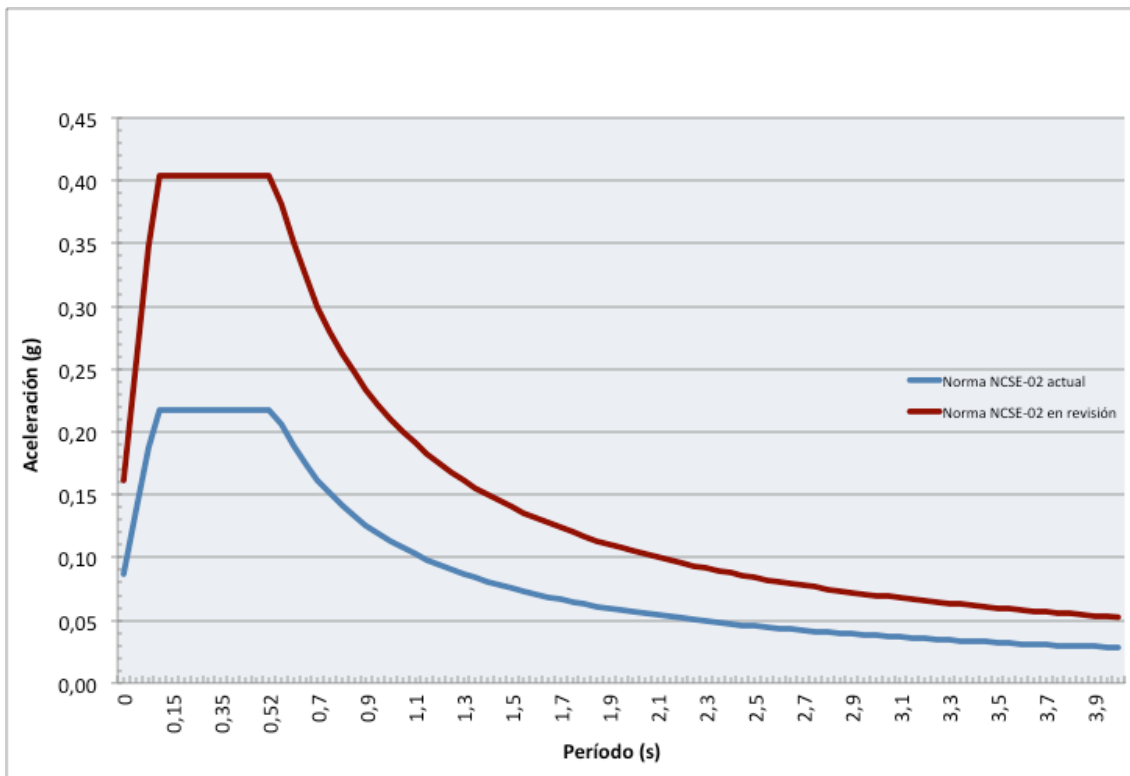


Figura 5.36 Espectros de respuesta elásticos verticales según la norma NCSE-02 actual y en revisión

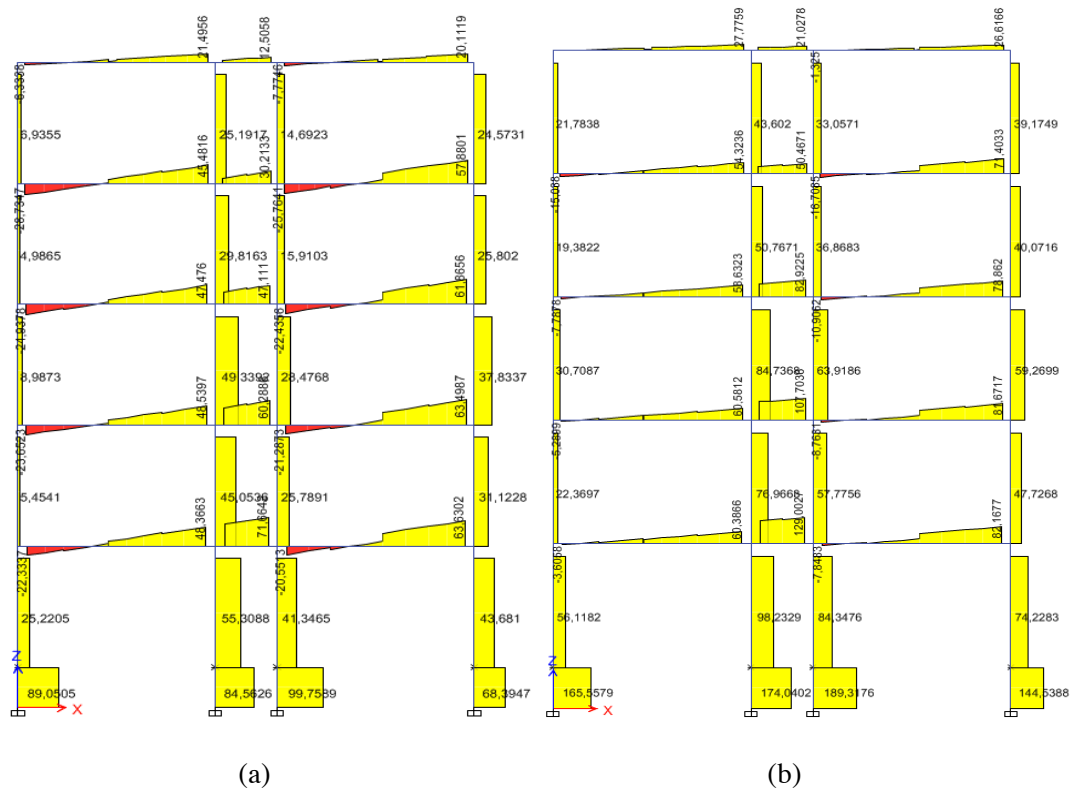


Figura 5.37 Diagrama de esfuerzos cortantes. (a) Edificio 5U-C norma NCSE-02 actual. (b) Edificio 5U-C norma NCSE-02 en revisión

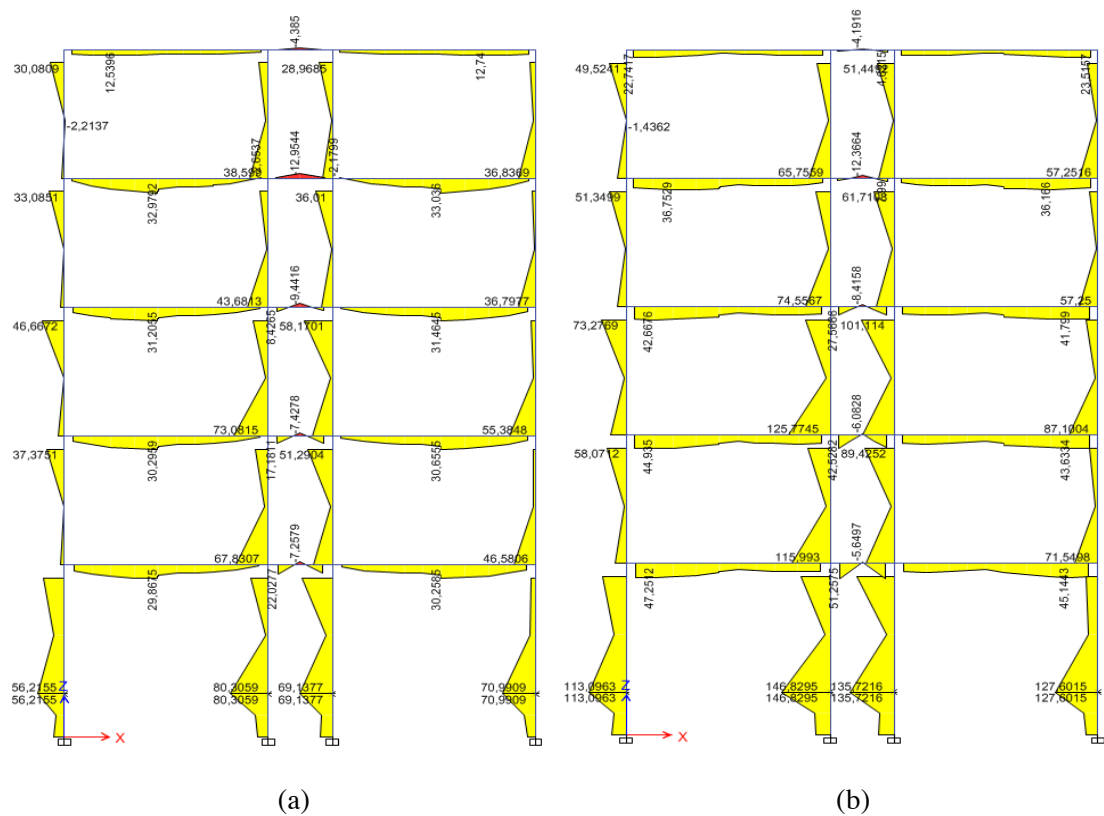


Figura 5.38 Diagrama de momentos flectores. (a) Edificio 5U-C norma NCSE-02 actual. (b) Edificio 5U-C norma NCSE-02 en revisión

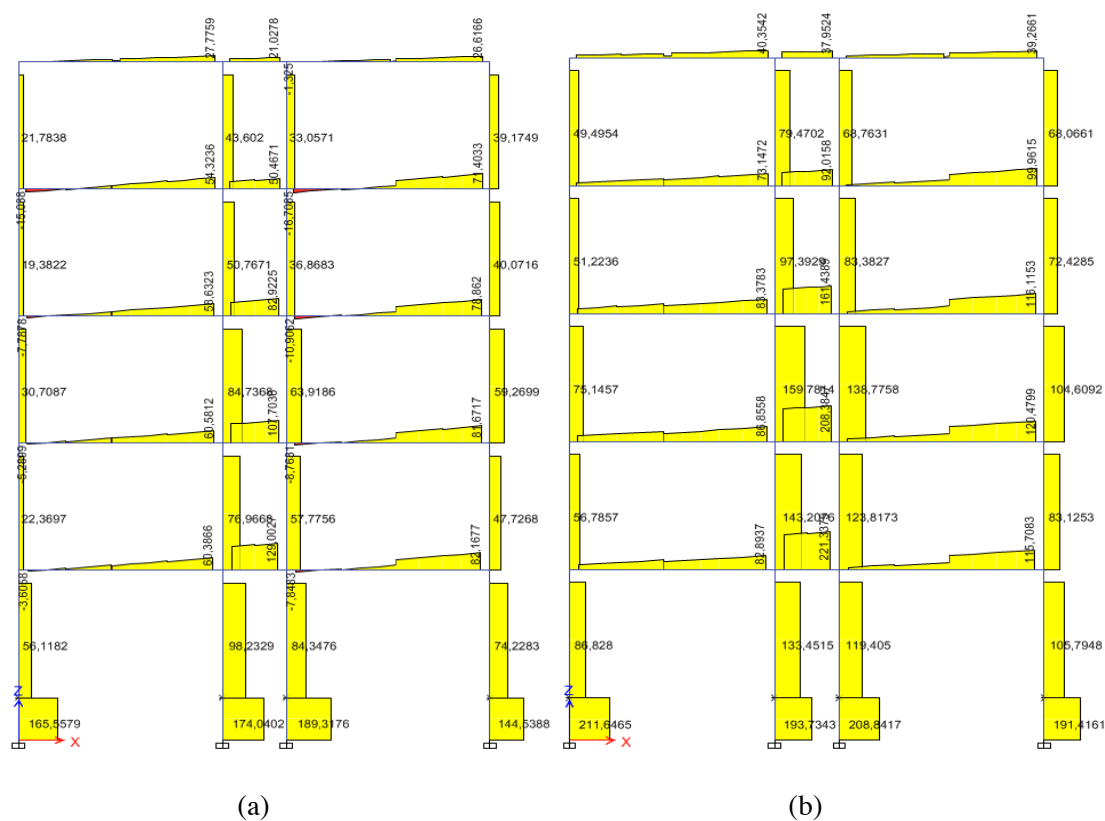


Figura 5.39 Diagrama de esfuerzos cortantes. (a) Edificio 5U-C norma NCSE-02 en revisión. (b) Edificio 5U-C análisis dinámico no lineal

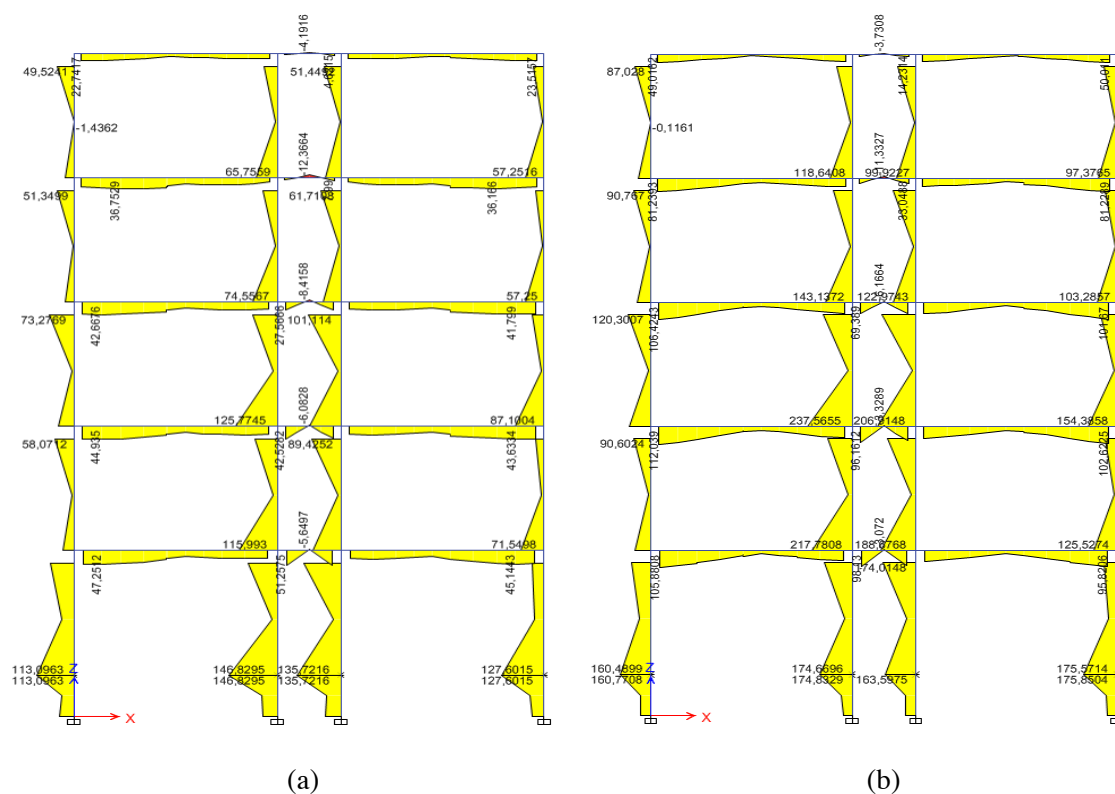


Figura 5.40 Diagrama de momentos flectores. (a) Edificio 5U-C norma NCSE-02 en revisión. (b) Edificio 5U-C análisis dinámico no lineal

Se trata de un aumento muy considerable de los esfuerzos que solicitan, no solo a estos elementos estructurales en particular, sino a todos los que conforman el resto del edificio. Esta importante consecuencia desemboca en un proyecto de la edificación más seguro, con mayor capacidad para absorber la elevada energía que introduce la acción sísmica.

No obstante, se puede apreciar que los valores del nuevo cortante calculado son no llegan aún al nivel de los ocasionados por el sismo de Lorca de 2011, siendo éstos, en promedio, un 20 % superiores. Esto se explica debido a la naturaleza tan infrecuente de este fenómeno sísmico. Algunos estudios recientes estimaban que el terremoto más probable en Lorca para un periodo de retorno de 500 años tendría una magnitud del orden de 5,0°, muy próxima a la registrada en el terremoto principal de Lorca.

Con respecto a los momentos flectores, los valores obtenidos a partir de la norma revisada son un 1,9 veces superiores a los calculados según la normativa vigente. Como era de esperar, el análisis dinámico no lineal provoca unos momentos flectores 1,29 veces mayores a los del cálculo lineal en base al espectro modificado.

Es por ello que este sismo sobrepasa todas las previsiones para la zona y que, dado su carácter tan extraordinario, sería económicamente inviable tener en cuenta en la revisión que se está realizando de los parámetros de cálculo de la normativa sismorresistente una acción dinámica de esta envergadura, puesto que supondría diseños sobredimensionados y demasiado costosos que, probablemente, nunca habrían de resistir un terremoto de características tan extremas durante su vida útil.

A pesar de ello, ese 20 % de aumento en los esfuerzos cortantes se compensa con el margen de seguridad que introduce la norma NCSE-02 y que obliga a incrementar la cuantía de estribos y cercos necesaria por cálculo en un 25 %. Asimismo, en estos análisis realizados no se ha tenido en cuenta el efecto favorable que introducen los cerramientos de fábrica del edificio (Moreno y Bairán, 2012) y que podría absorber ese ligero incremento en los esfuerzos flectores que no cubriría la normativa revisada.

Otro aspecto importante a destacar es el desplazamiento registrado en función del nuevo espectro de respuesta de cálculo. En la Figura 5.43 se comparan entre sí los desplazamientos máximos de valor positivo experimentados por el edificio 5U-C en la dirección X en función de los tres métodos de análisis realizados.

La norma sismorresistente revisada produce un desplazamiento del edificio de, aproximadamente, el 50 % de los valores que experimenta bajo los efectos del acelerograma del sismo de Lorca de 2011, quedando así en una posición intermedia entre el análisis dinámico no lineal y los valores obtenidos a partir de la norma actual.

Esto conlleva un importante aumento del margen de seguridad a la hora de tener en cuenta las deformaciones de los edificios, pero sugiere la necesidad de revisar el método de cálculo de las juntas entre edificios para garantizar que no se produce el choque entre los mismos.

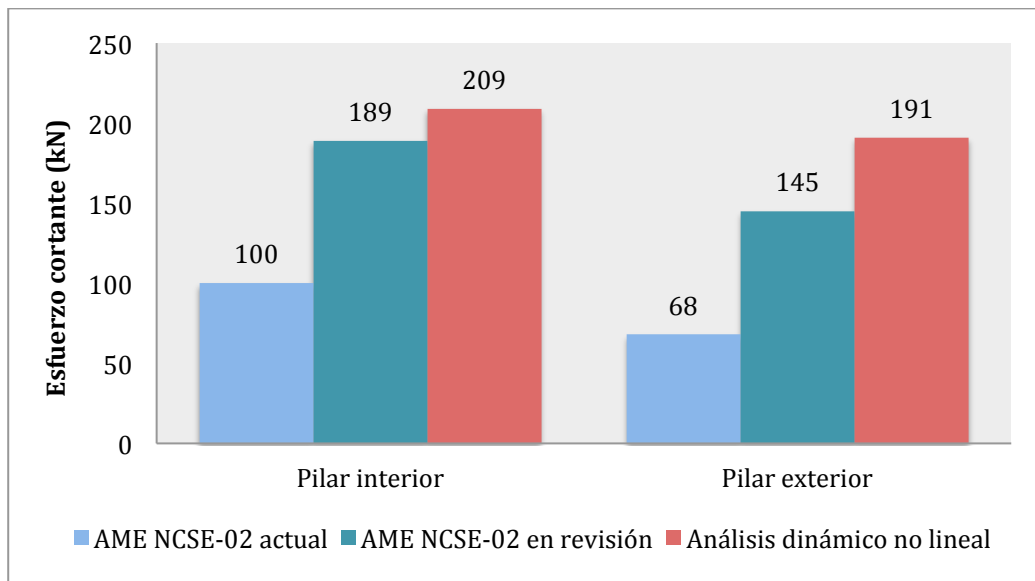


Figura 5.41 Comparativa de esfuerzos cortantes en los pilares cortos del edificio 5U-C según el análisis modal espectral (AME) de la norma NCSE-02 actual y en revisión, y el análisis dinámico no lineal

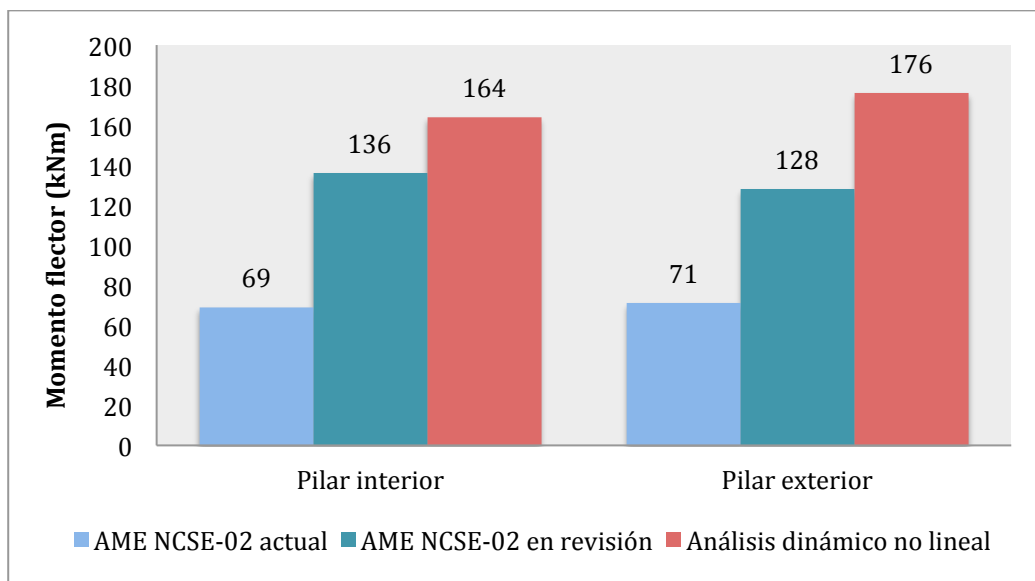


Figura 5.42 Comparativa de momentos flectores en los pilares cortos del edificio 5U-C según el análisis modal espectral (AME) de la norma NCSE-02 actual y en revisión, y el análisis dinámico no lineal

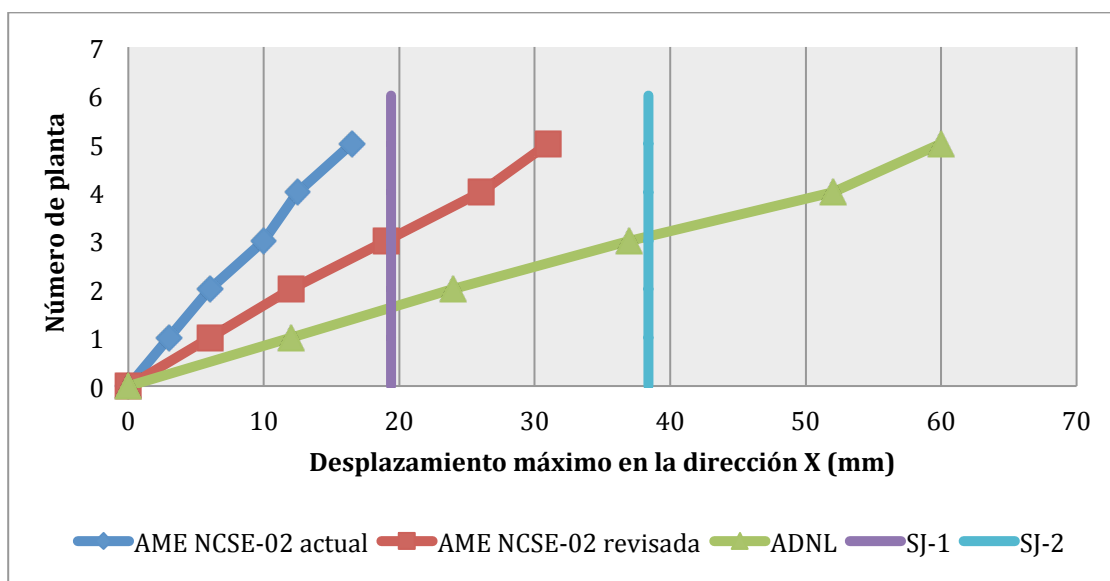


Figura 5.43 Comparativa entre los desplazamientos máximos positivos en la dirección X según el análisis modal espectral (AME) de la norma NCSE-02 actual y en revisión, y el análisis dinámico no lineal (ADNL)

SJ-1: mínima junta entre edificios para $T_F = 0,32$ s; SJ-2: mínima junta entre ed. para $T_F = 0,45$ s

5.8 RECOMENDACIONES CONSTRUCTIVAS

Se recomienda que desde la concepción del proyecto se trabaje de forma conjunta entre el arquitecto y el ingeniero estructural, entendiendo de qué manera las decisiones pueden afectar el comportamiento sismorresistente de la estructura a construir. De esta forma no habrá que buscar soluciones estructurales muy complicadas para resolver el problema producido a causa de concepciones arquitectónicas inadecuadas ni poner en riesgo innecesario la seguridad sísmica del proyecto.

En la práctica es habitual que sea únicamente el arquitecto el encargado de definir la forma y las dimensiones globales de la estructura, así como la distribución preliminar de los elementos resistentes. El ingeniero estructural debe participar activamente en esta tarea, teniendo en cuenta la demanda de resistencia, ductilidad y rigidez ante cargas gravitacionales y sísmicas. Así, ambos profesionales llegarán a una solución que complemente la funcionalidad con la seguridad del edificio.

Centrando la atención en el problema de los pilares cortos, un aspecto muy importante que ha de vigilarse cuidadosamente durante la fase de construcción del edificio es el armado transversal de las columnas, especialmente en la zona de cabezas de pilares. Es vital conseguir un buen confinamiento del hormigón que evite la rotura frágil del pilar con la consiguiente expulsión de material al exterior (Figura 5.44).

En el caso de construcciones ya ejecutadas, la solución a este problema consiste en realizar intervenciones en estos edificios encaminadas a la supresión de los pilares cortos, reduciendo de ese modo las concentraciones de tensiones y logrando un mayor reparto en la disipación de la energía.



(a)

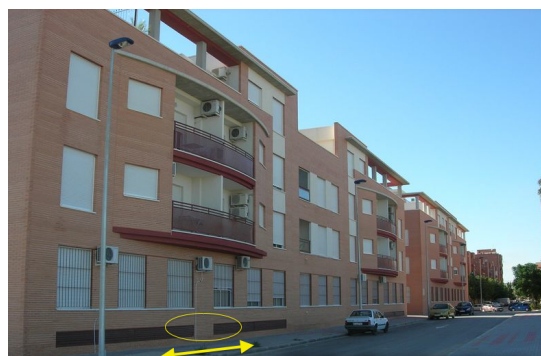
(b)

Figura 5.44 Expulsión de material del pilar debido a fallo por confinamiento insuficiente
(Fotos: Dpto. Ing. Civil UPCT, 2011)

Constructivamente, su supresión podría lograrse de diversas maneras. En los casos de pilares cortos generados a partir de semisótanos, una solución consiste en prolongar los muros de sótano hasta su unión con el forjado/suelo de la planta baja (Figura 5.45a). Si se desea mantener la ventilación exterior, se deben disponer los huecos de las ventanas a una distancia suficiente de los pilares que evite la aparición del fenómeno, como se puede observar en la Figura 5.45b.



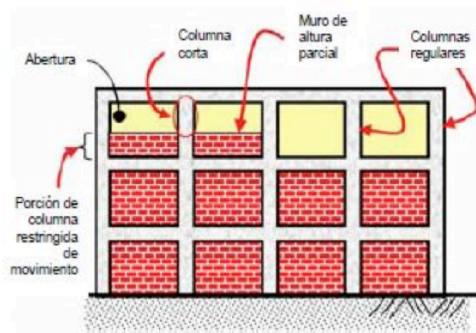
(a)



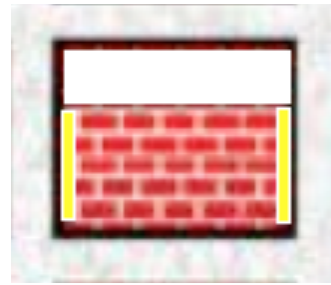
(b)

Figura 5.45 Supresión de columnas cortas en edificios con semisótano. (a) Prolongación de muro. (b) Muros de mayor ancho (Fotos: Zoilo Constructores, 2007)

En los supuestos de columnas cortas debidas a coacciones de particiones y cerramientos adosadas (Figura 5.46a), la solución se basa en dejar una junta entre los muros y la columna con el fin de no coartar el movimiento de esta última y permitir su libre deformación a lo largo de toda su extensión. En la Figura 5.46b se muestra la junta de construcción entre muro y pilares en color amarillo.



(a)



(b)

Figura 5.46 Columnas cortas debidas a particiones y cerramientos. (a) Coacción de muro formando un pilar corto. (b) Junta entre muro y pilares (Fuente: Astorga, 2009)

Capítulo 6

CONCLUSIONES Y TRABAJOS FUTUROS

6.1 INTRODUCCIÓN

En este proyecto se ha estudiado la influencia que tienen los pilares cortos en la respuesta sísmica estructural de tres tipologías edificatorias típicas empleadas en España, en particular en el Sureste, tras someterlas a tres clases de análisis diferentes: análisis mediante el método de las fuerzas estáticas equivalentes, análisis modal espectral, y análisis dinámico no lineal empleando el acelerograma del sismo de Lorca de 2011. Además, para la realización de los mismos se han tenido en cuenta los parámetros de tres normas sísmicas distintas: la norma sismorresistente actualmente vigente en España (NCSE-02), la norma europea (EC-8) y, por último, las nuevas pautas que introduce la revisión que se está realizando de la norma española y que la sustituirá próximamente.

Para efectuar los análisis se han generado con el programa de cálculo estructural ETABS dos modelos estructurales de cada uno de los edificios en estudio, un modelo con pilares cortos en su esquema estructural y otro que carece de ellos. Una vez elaborados los seis modelos, se ha procedido desde el mismo programa a su análisis según los distintos métodos elegidos.

Por último, se han expuesto los resultados más relevantes obtenidos y se han realizado comparativas entre las diferentes tipologías constructivas para estudiar las diferencias que presentan en su respuesta sismorresistente, así como las variaciones experimentadas en base a la norma sísmica utilizada para su análisis.

6.2 RESUMEN DEL TRABAJO REALIZADO

A continuación se expone de forma resumida las distintas fases de la realización del proyecto:

- Revisión bibliográfica de artículos de revistas, libros y congresos relacionados con el análisis dinámico de estructuras y los principios de ingeniería sísmica.
- Revisión de los fundamentos del Método de los Elementos Finitos y su implementación en el programa de cálculo estructural ETABS.
- Estudio de las normas sismorresistentes EC-8 y NCSE-02, así como de la revisión que se está realizando de esta última, con el fin de obtener los espectros

de respuesta elástica y las fuerzas estáticas equivalentes correspondientes a cada una de ellas para su posterior implementación en el programa ETABS.

- Análisis de los efectos provocados por el sismo acontecido en Lorca el 11 de mayo de 2011 y obtención de los acelerogramas registrados para su filtrado y conversión a funciones compatibles con ETABS
- Estudio de las tipologías edificatorias en el sureste español para la selección de los tres edificios tipo objeto de análisis en este trabajo.
- Elaboración de los modelos estructurales de los edificios elegidos mediante el programa ETABS. Para cada edificio se genera un modelo con pilares cortos (C) y un modelo sin ellos (S):
 - i) Edificio 5U-S y 5U-C: planta baja + 4, forjado unidireccional.
 - ii) Edificio 5B-S y 5B-C: planta baja + 4, forjado bidireccional.
 - iii) Edificio 9U-S y 9U-C: planta baja + 8, forjado unidireccional.
- Desarrollo de hojas de cálculo para obtener los resultados del método de las fuerzas estáticas equivalentes de la norma NCSE-02, así como para hallar las funciones de los espectros de respuesta elástica horizontal y vertical de la citada norma, necesarios para efectuar los análisis posteriores con ETABS.
- Análisis de los seis modelos obtenidos según los tres métodos de análisis propuestos: método de las fuerzas estáticas equivalente, análisis modal espectral y análisis dinámico no lineal.
- Obtención de los resultados de los análisis. Representación de los diagramas de esfuerzos cortantes, momentos flectores y desplazamientos máximos positivos en la dirección X para cada modelo y método de análisis.
- Para cada edificio, comparación entre sí del modelo con pilares cortos frente al que carece de ellos, con el fin de obtener las principales diferencias en su respuesta sismorresistente.
- Comparación de los resultados obtenidos para hallar relaciones entre los distintos métodos de análisis realizados y encontrar similitudes entre las normas sísmicas empleadas.
- Comparación del edificio 5U-C con el 5B-C en busca de la influencia que tiene el tipo de forjado de entrepiso en el comportamiento sísmico de estructuras de baja altura.
- Estudio del efecto que introducen los cambios que se están estudiando con la revisión de la norma sismorresistente española en la respuesta estructural que presenta el edificio 5U-C.

6.3 CONCLUSIONES

Las principales conclusiones extraídas tras la realización de este estudio pueden esquematizarse en los siguientes puntos:

- La presencia de pilares cortos apenas tiene efecto sobre el incremento de los esfuerzos axiales en estos elementos estructurales así como en el resto de columnas del edificio.
- La presencia de pilares cortos provoca un aumento considerable de los momentos flectores y esfuerzos cortantes que solicitan a estos propios elementos y a las columnas adyacentes a los mismos:
 - i) En edificios de cinco plantas, los momentos flectores registran aumentos de hasta el 30 %. Los cortantes pueden llegar a duplicar o triplicar su valor con respecto a los datos registrados en el modelo estructural sin pilares cortos, lo que conlleva unas concentraciones de tensiones muy elevadas que pueden producir el fallo local de estos pilares, como puede observarse durante las inspecciones de evaluación de daños estructurales en los días posteriores a un evento sísmico, en particular el último acaecido en Lorca en 2011.
 - ii) En edificios de nueve plantas se observa un aumento de hasta el 70 % en los momentos flectores. Por su parte, los esfuerzos cortantes registran incrementos de entre seis a ocho veces con respecto al modelo de edificio sin columnas cortas.
- Los elevados incrementos de esfuerzos cortantes y momentos flectores que provoca la presencia de columnas cortas en los edificios estudiados pone de manifiesto la importancia que tiene, durante la fase de proyecto, el evitar -o minimizar- la aparición de este fenómeno mediante una correcta configuración estructural. En los casos en los que se prevea la formación de pilares cortos, será recomendable acometer su ejecución considerando aquellos detalles constructivos que mitiguen sus efectos.
- En el caso de existir una planta baja con pilares de mayor altura y esbeltez que en el resto de plantas, los pisos superiores se encuentran más solicitados, dando lugar al fenómeno conocido como *planta débil*. Esta reducción de rigidez se traduce en un aumento de los desplazamientos y, dado que la planta baja sustenta al resto de pisos, al deformarse en mayor proporción con respecto a ellos, aumenta el riesgo de colapso estructural.
- El sismo de Lorca de 2011 introduce en los edificios esfuerzos que llegan a triplicar y cuadruplicar los esperados para los esfuerzos cortantes según el análisis modal espectral de la norma NCSE-02, método de cálculo que, probablemente, se empleó para el proyecto de la mayoría de edificios modernos desde la entrada en vigor de la norma.
- En este proyecto se ha confirmado que el método de las fuerzas estáticas equivalentes es seguro para analizar el rango de tipologías edificatorias a las que se restringe su uso según la norma, constituyendo un método simple y rápido que queda del lado de la seguridad.

- No existen diferencias relevantes entre el análisis modal espectral de la norma NCSE-02 y el obtenido a partir del EC-8. El espectro de la norma española puede considerarse de valor intermedio entre los obtenidos empleando los dos tipos de espectro que propone el EC-8.
- La revisión de la norma NCSE-02 que se está estudiando en la actualidad conlleva, prácticamente, que la aceleración de cálculo de diversos municipios -entre ellos Lorca- duplique su valor actual, lo que redundará en un aumento importante del margen de seguridad en el diseño de edificios.
- Se ha comprobado la buena aproximación que consigue la formulación que propone la norma NCSE-02 para el cálculo de las juntas entre edificios. Sin embargo, algunos casos estudiados sugieren que sería apropiado aportar una descripción más detallada del tipo de pantalla rigidizadora que considera la norma para facilitar la elección de la fórmula de cálculo a emplear y no quedar del lado de la inseguridad.

6.4 TRABAJOS FUTUROS

Como continuación del trabajo desarrollado en este proyecto, se proponen las siguientes líneas de trabajo futuro.

- Analizar la influencia que tienen las pantallas de hormigón que conforman el núcleo del ascensor de los edificios estudiados en la respuesta sismorresistente de los mismos, cuantificando el aumento de rigidez lateral y torsional que introducen.
- Estudiar la influencia de los cerramientos y particiones de fábrica en el comportamiento de los edificios analizados frente a cargas sísmicas. Ante acciones laterales, el efecto de estas paredes en el comportamiento de la estructura, tanto en su rigidez como en su capacidad resistente, puede ser de importancia.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AA. VV. (2005). *El método de los elementos finitos y sus aplicaciones en ingeniería*. Cartagena: SAIT-UPCT.
- Abril, P.A. (2013). *Modelado estructural de edificios convencionales. Aplicación al análisis de fragilidad del edificio La Viña en Lorca (Murcia)*. [Tesis doctoral]. Universidad Politécnica de Cataluña, E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, España.
- Asociación Española de Normalización. (2008). *Eurocódigo 8: Disposiciones para el proyecto de estructuras sismorresistentes. Parte 4: Silos, depósitos y tuberías*. Madrid: AENOR.
- Barbat, A.H. (1998). *El riesgo sísmico en edificios*. Madrid: Calidad Siderúrgica.
- Benavent, A. (2010). *Estructuras sismorresistentes*. Madrid: MAIA Ediciones.
- Benito, B., Rivas, A., Gaspar-Escribano, J.M., Murphy, P. (2012). El terremoto de Lorca (2011) en el contexto de la peligrosidad y el riesgo sísmico en Murcia. *Física de la Tierra*, 24, 255-287.
- Blázquez, R. (2013). Sismología ingenieril. Ponencia *Curso Proyecto y Rehabilitación Sismorresistente de Edificios*, 21-25 de octubre. Cartagena: Universidad Politécnica de Cartagena.
- Cabañas, L., Carreño, E., Izquierdo, A., Martínez J.M., Capote, R., Martínez-Díaz, J.J., ... Benito, B. (2011). *Informe del sismo de Lorca del 11 de mayo de 2011*. Madrid: Instituto Geográfico Nacional.
- Carreño, M.L., Lantada, N., Irizarry, J., Valcarcel J.A., Barbat, A.H. y Goula, X. (2012). Comportamiento sísmico de los edificios de Lorca. *Física de la Tierra*, 24, 289-314.
- Celigüeta, J.T. (2011). *Método de los elementos finitos para análisis estructural*. San Sebastián: Unicopia.
- Chopra, A.K. (1995). *Dynamics os Structures, Theory and Applications to Earthquake Engineering*. Nueva Jersey: Prentice-Hall.
- Comisión Permanente de Normas Sismorresistentes. (2002). *Norma de construcción sismorresistente: parte general y edificación (NCSE-02)*. Madrid: Ministerio de Fomento.

- Comisión Permanente del Hormigón. (2008). *Instrucción de hormigón estructural: EHE-08*. Madrid: Ministerio de Fomento.
- Corres, H., Espinosa, E., Fernández, R. y Torroja, J.A. (2013). *Prontuario Informático del Hormigón 3.1*. Madrid: IECA.
- Crisafulli, F. y Villafañe, E. (2002). *Guía de estudio: espectros de respuesta y de diseño*. Argentina: Universidad Nacional de Cuyo.
- Dirección General de Arquitectura, Vivienda y Suelo. (2006). *Código técnico de la edificación: CTE. Documento básico SE-AE*. Madrid: Ministerio de Fomento.
- Domínguez, D., López-Almansa, F., Benavent, A. (2014). Comportamiento, para el terremoto de Lorca de 11-05-2011, de edificios de vigas planas proyectados sin tener en cuenta la acción sísmica. *Informes de la Construcción*, 66 (533): e008, doi: <http://dx.doi.org/10.3989/ic.12.092>.
- FHECOR Ingenieros Consultores. (2012). *Guía para la definición de una estrategia antisísmica en el proyecto de edificios de nueva planta. Ejemplos de aplicación*. Murcia: Consejería de Obras Públicas y Ordenación del Territorio.
- Figueras, S., Macau, A., Peix, M., Benjumea, B., Gabas, A., Susagna, T., y Goula, X. (2012). Caracterización de efectos sísmicos locales en la ciudad de Lorca. *Física de la Tierra*, 24, 235-254.
- García, N. (2011). *Análisis del comportamiento sísmico de edificios de hormigón armado: comparación entre un edificio porticado y uno de forjado reticular sometido al sismo de Lorca*. [Tesis doctoral]. Universidad Politécnica de Cataluña, E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, España.
- Hernández, G. (2007). *Análisis comparativo de los espectros de diseño y de los acelerogramas reales. Aplicación a España y Europa*. [Tesina]. Universidad Politécnica de Cataluña, E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, España.
- López-Almansa, F. (2013). Proyecto sismorresistente de estructuras de hormigón. Ponencia *Curso Proyecto y Rehabilitación Sismorresistente de Edificios*, 21-25 de octubre. Cartagena: Universidad Politécnica de Cartagena.
- Moreno, R. y Bairán, J.M. (2012). Influencia de los cerramientos de fábrica en el comportamiento sísmico de edificios de hormigón armado. *Hormigón y acero*, 64 (258), 89-99.
- Naeim, F. (2001). *The seismic design handbook*. Nueva York: Springer.
- Taboada, J.A. y De Izcue, A.M. (2011). *Análisis y diseño de edificios asistido por computadoras*. [Tesis doctoral]. Pontificia Universidad Católica del Perú, Facultad de Ciencias e Ingeniería, Perú.

- Vielma, J.C., Barbat, A.H. y Oller, S. (2008). Influencia de los cerramientos de fábrica en el comportamiento sísmico de edificios de hormigón armado. *Hormigón y acero*, 59 (248), 87-101.

Anejo A

RESULTADOS DE LOS ANÁLISIS

En este Anejo se adjuntan los diagramas de esfuerzos cortantes y momentos flectores que se han obtenido a partir de los ocho métodos de cálculos realizados en este estudio, que son:

- Análisis modal espectral según la norma NCSE-02.
- Análisis modal espectral según la norma NCSE-02 en revisión.
- Análisis modal espectral según el espectro tipo 1 del EC-8.
- Análisis modal espectral según el espectro tipo 2 del EC-8.
- Análisis mediante el método de las fuerzas estáticas equivalentes (NCSE-02)
- Análisis mediante el método de las fuerzas estáticas equivalentes (EC-8)
- Análisis dinámico lineal
- Análisis dinámico no lineal

Se representan los esfuerzos máximos positivos según el plano XZ (cortantes 2-2 y flectores 3-3) y según el plano YZ (cortantes 3-3 y flectores 2-2) para cada uno de los métodos de análisis.

Por motivos de extensión, se han limitado los resultados mostrados a los correspondientes al plano de la estructura al que pertenece la fachada que da a la calle y donde se encuentran los pilares cortos en los modelos de edificio tipo C. Este plano de estudio aparece resaltado en color azul en la Figura A.1.

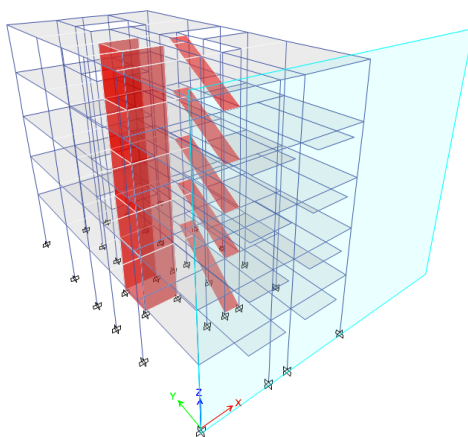


Figura A.1 Modelo de elementos finitos del edificio 5U-C

A.1 EDIFICIO TIPO 5U-S Y 5U-C

A.1.1 Análisis modal espectral según la norma NCSE-02

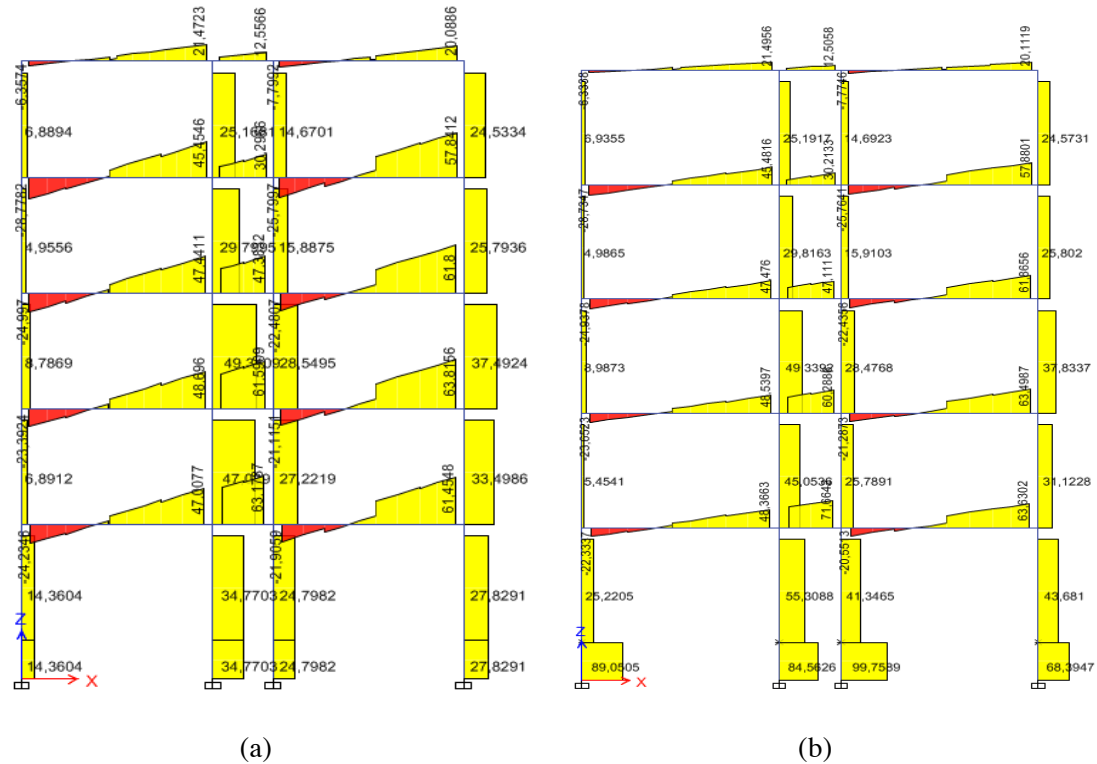


Figura A.2 Diagrama de esfuerzos cortantes 2-2. (a) Edificio 5U-S. (b) Edificio 5U-C

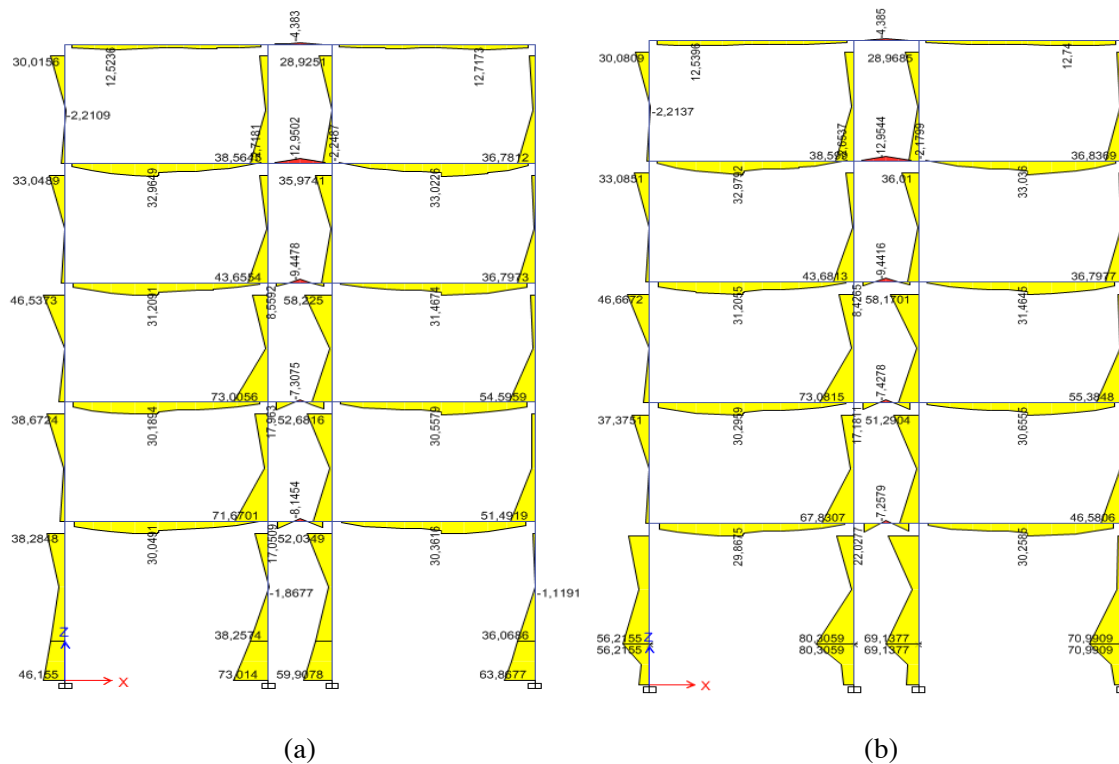


Figura A.3 Diagrama de momentos flectores 3-3. (a) Edificio 5U-S. (b) Edificio 5U-C

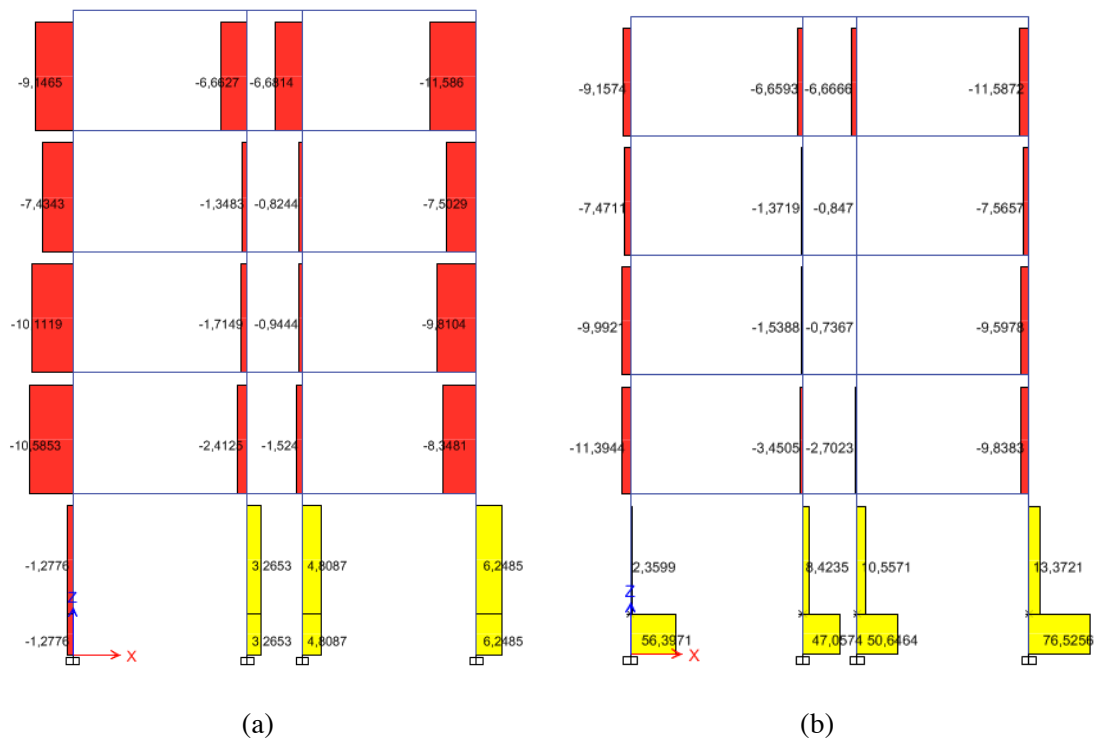


Figura A.4 Diagrama de esfuerzos cortantes 3-3. (a) Edificio 5U-S. (b) Edificio 5U-C

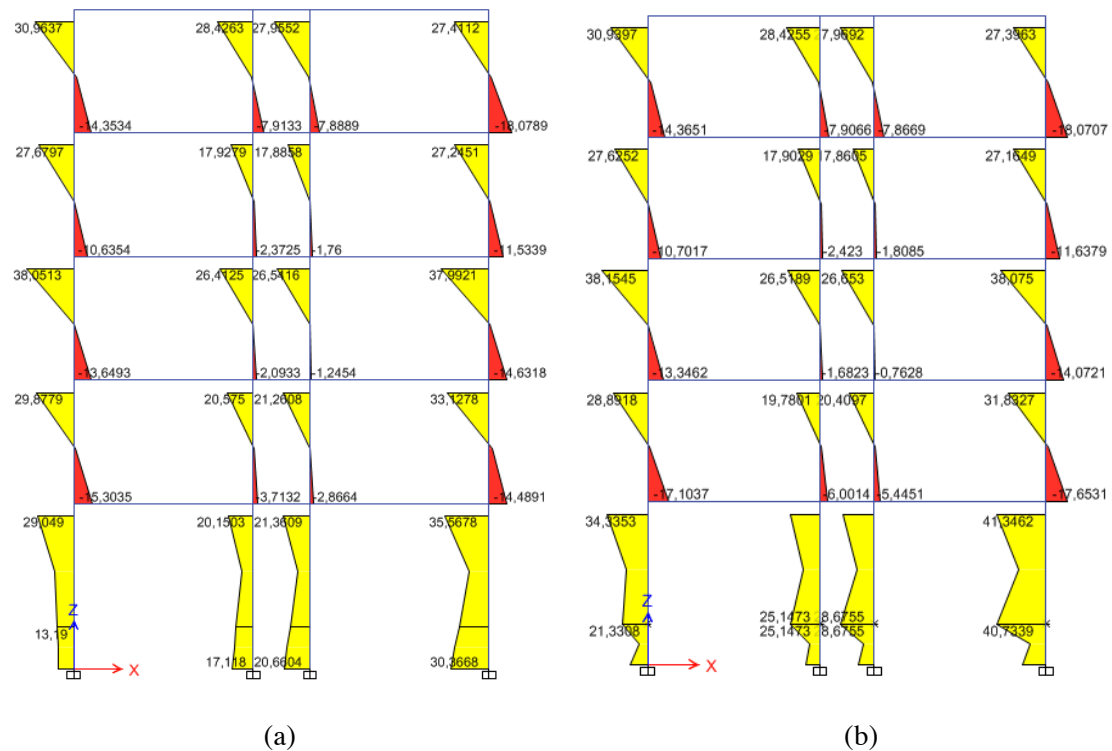


Figura A.5 Diagrama de momentos flectores 2-2. (a) Edificio 5U-S. (b) Edificio 5U-C

A.1.2 Análisis modal espectral según la norma NCSE-02 en revisión

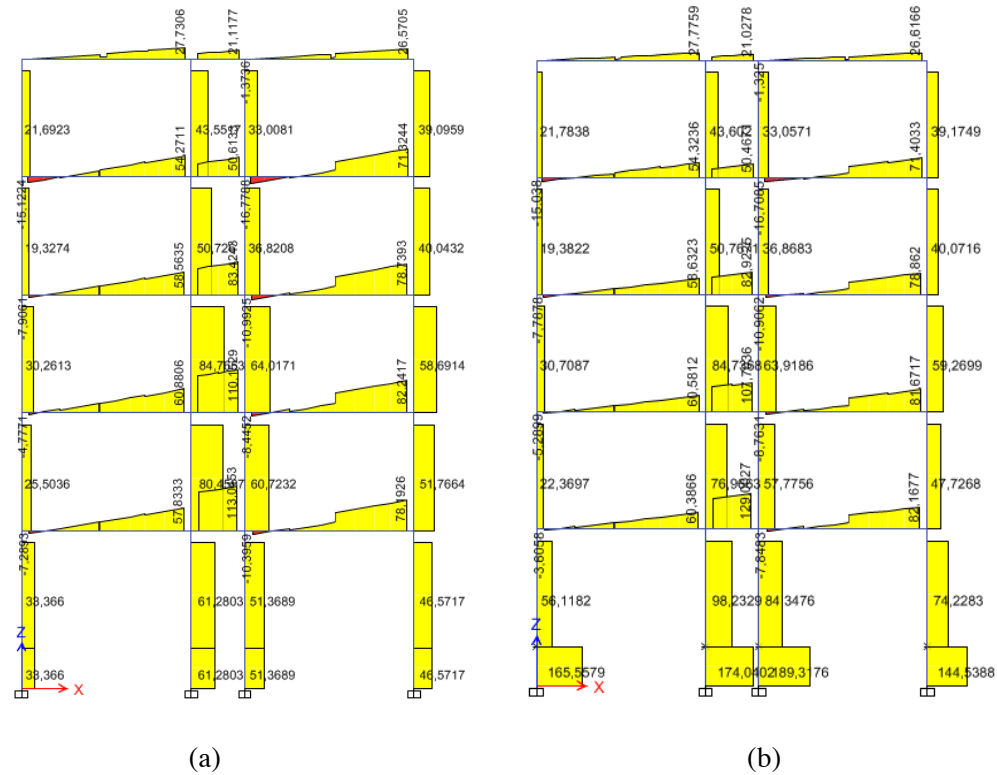


Figura A.6 Diagrama de esfuerzos cortantes 2-2. (a) Edificio 5U-S. (b) Edificio 5U-C

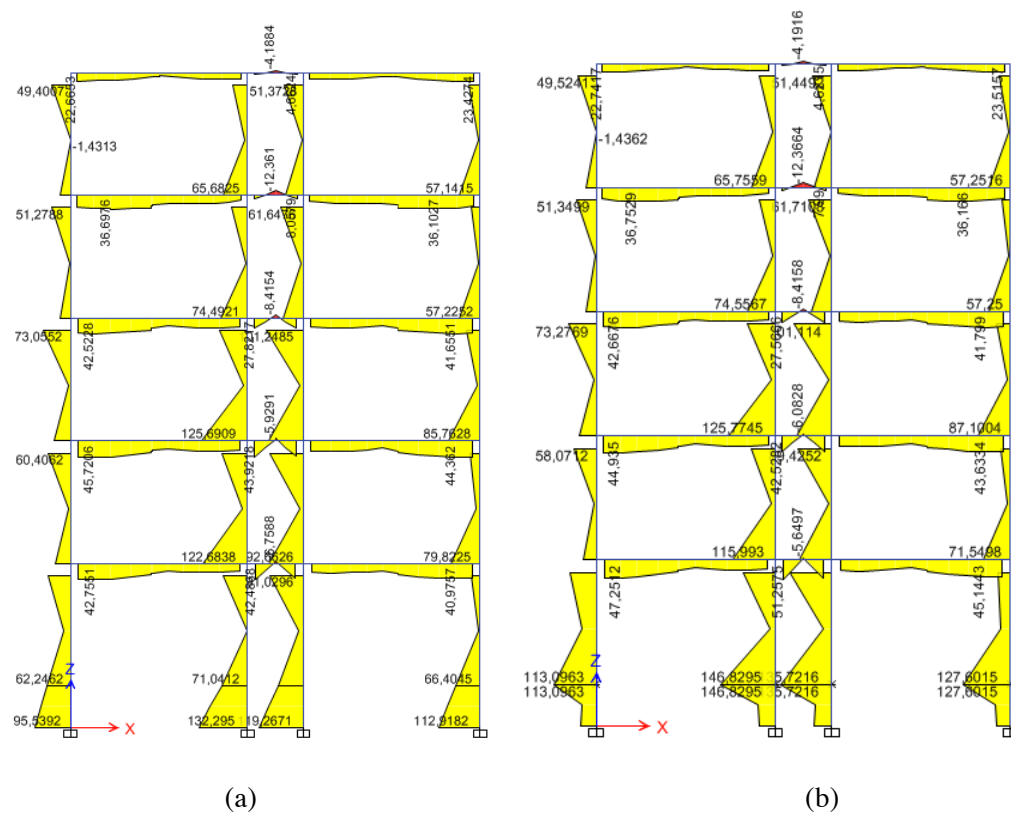


Figura A.7 Diagrama de momentos flectores 3-3. (a) Edificio 5U-S. (b) Edificio 5U-C

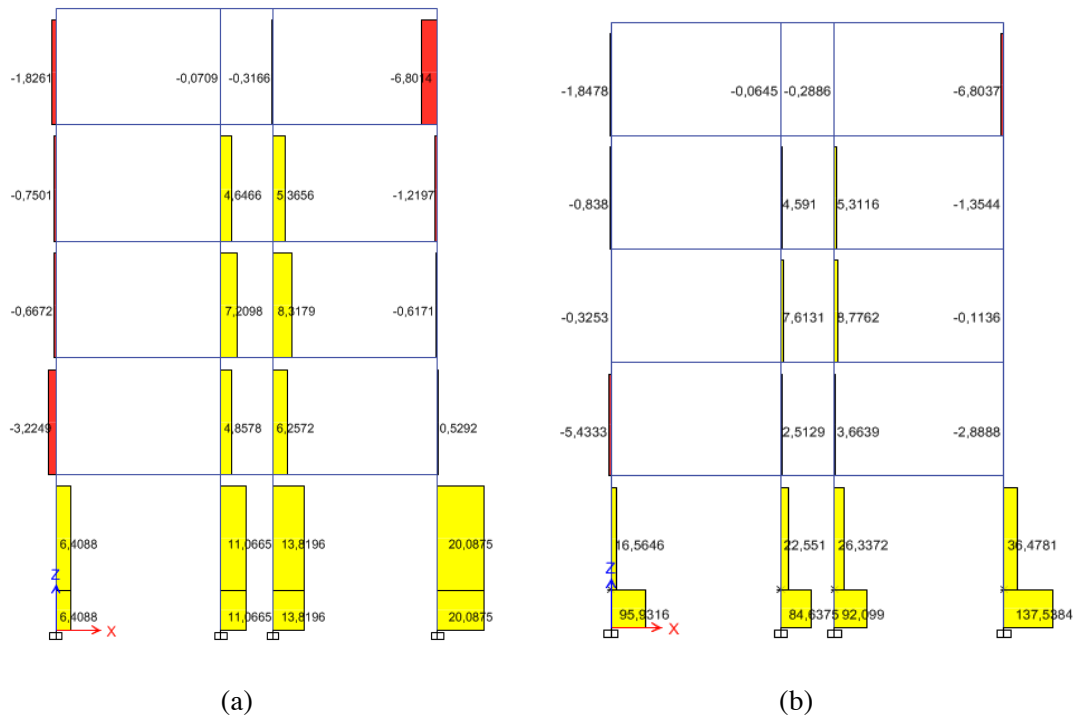


Figura A.8 Diagrama de esfuerzos cortantes 3-3. (a) Edificio 5U-S. (b) Edificio 5U-C

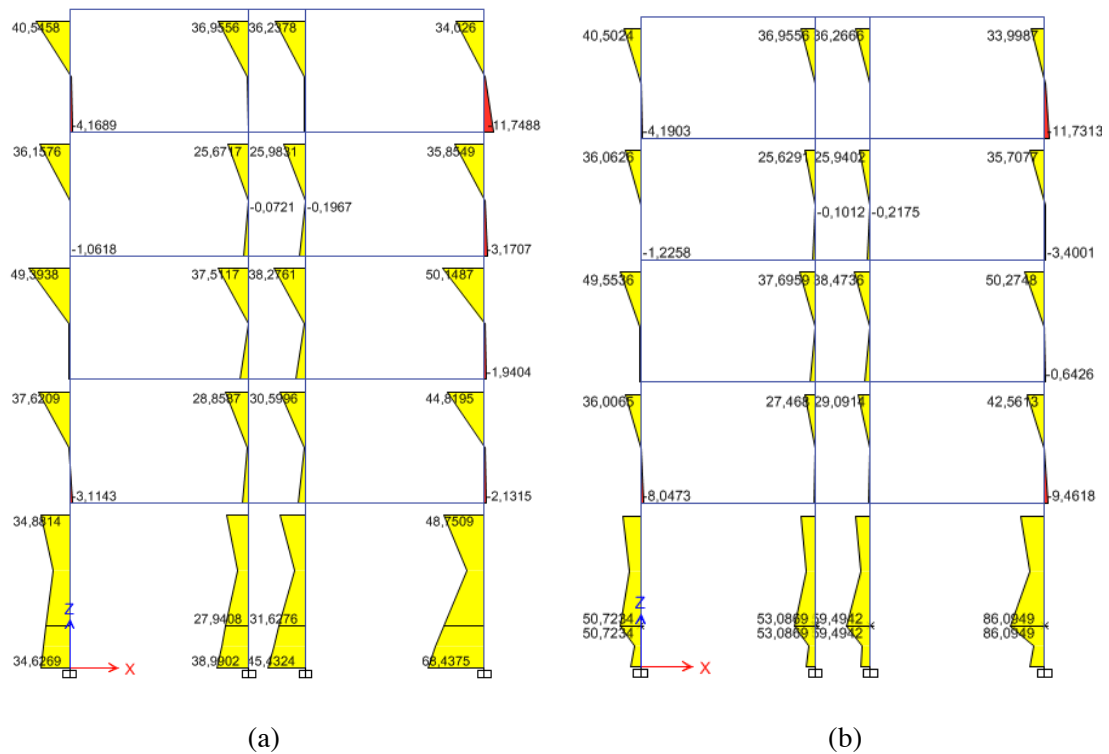


Figura A.9 Diagrama de momentos flectores 2-2. (a) Edificio 5U-S. (b) Edificio 5U-C

A.1.3 Análisis modal espectral según el espectro tipo 1 del EC-8

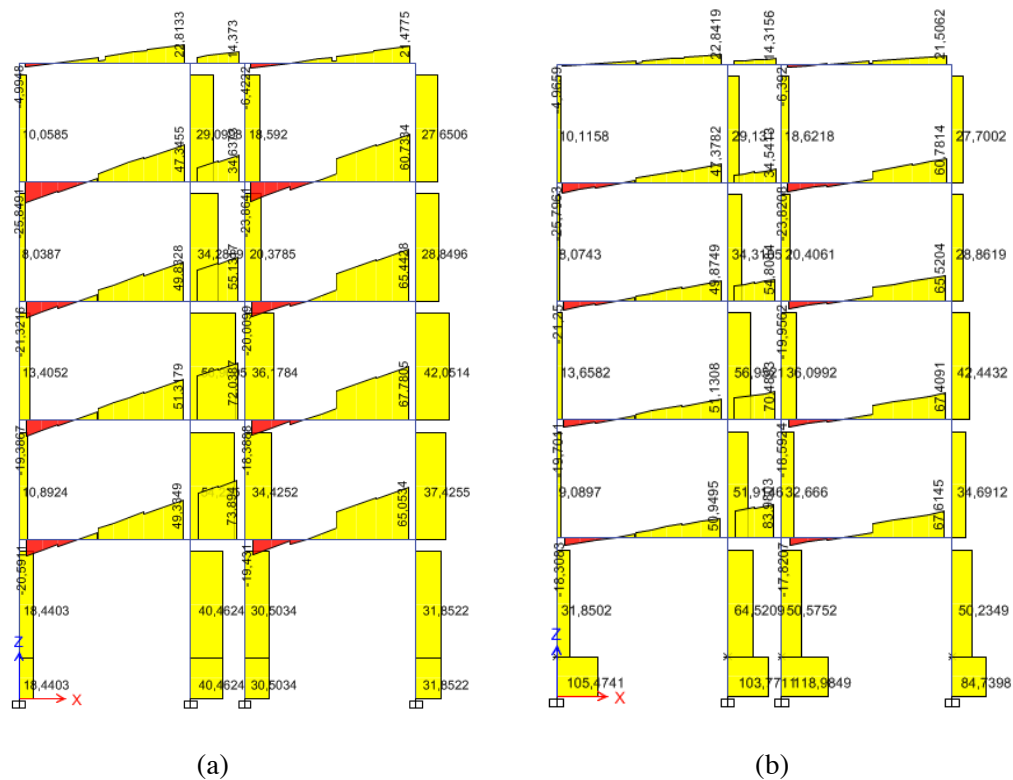


Figura A.10 Diagrama de esfuerzos cortantes 2-2. (a) Edificio 5U-S. (b) Edificio 5U-C

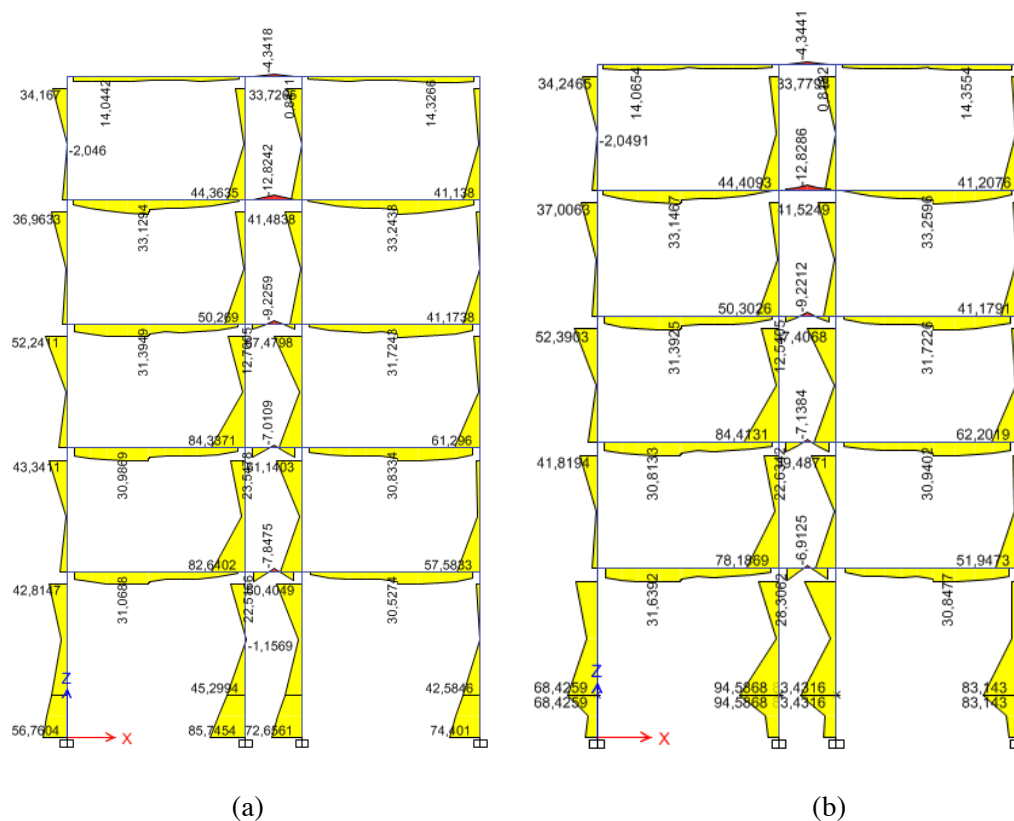


Figura A.11 Diagrama de momentos flectores 3-3. (a) Edificio 5U-S. (b) Edificio 5U-C

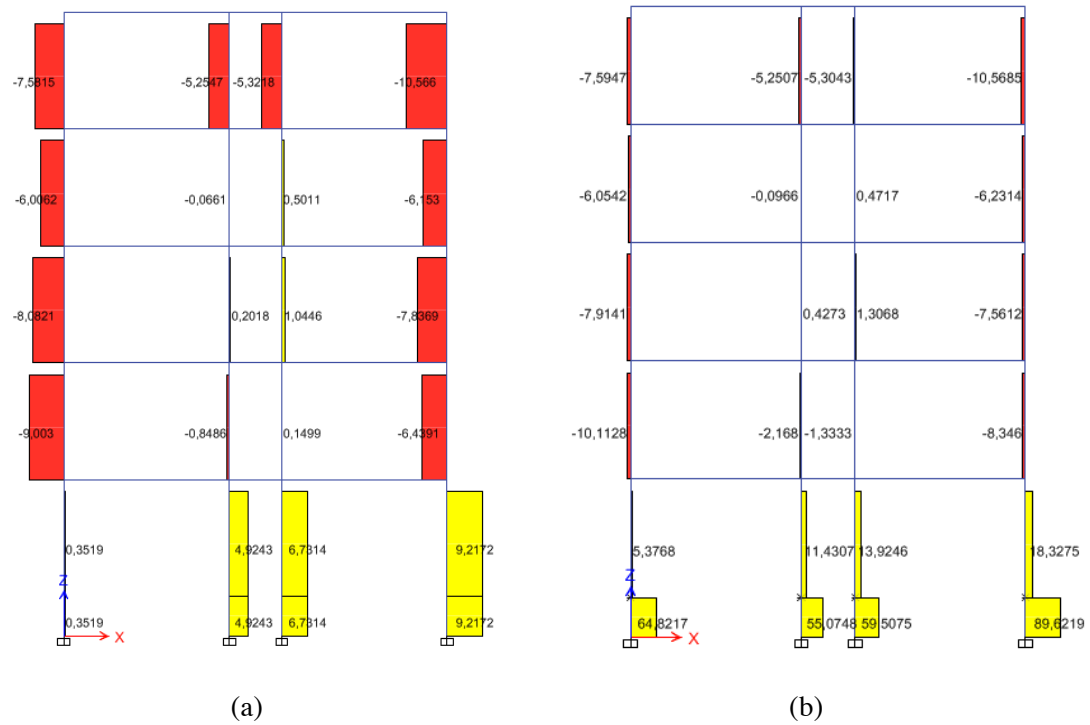


Figura A.12 Diagrama de esfuerzos cortantes 3-3. (a) Edificio 5U-S. (b) Edificio 5U-C

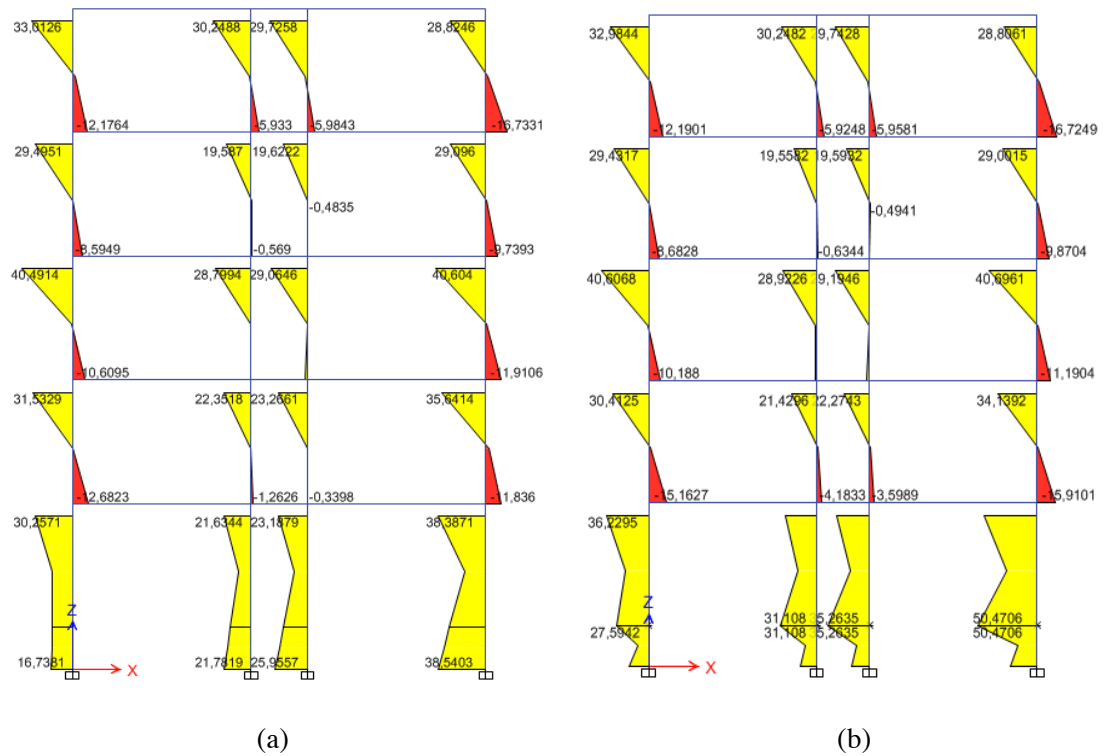


Figura A.13 Diagrama de momentos flectores 2-2. (a) Edificio 5U-S. (b) Edificio 5U-C

A.1.4 Análisis modal espectral según el espectro tipo 2 del EC-8

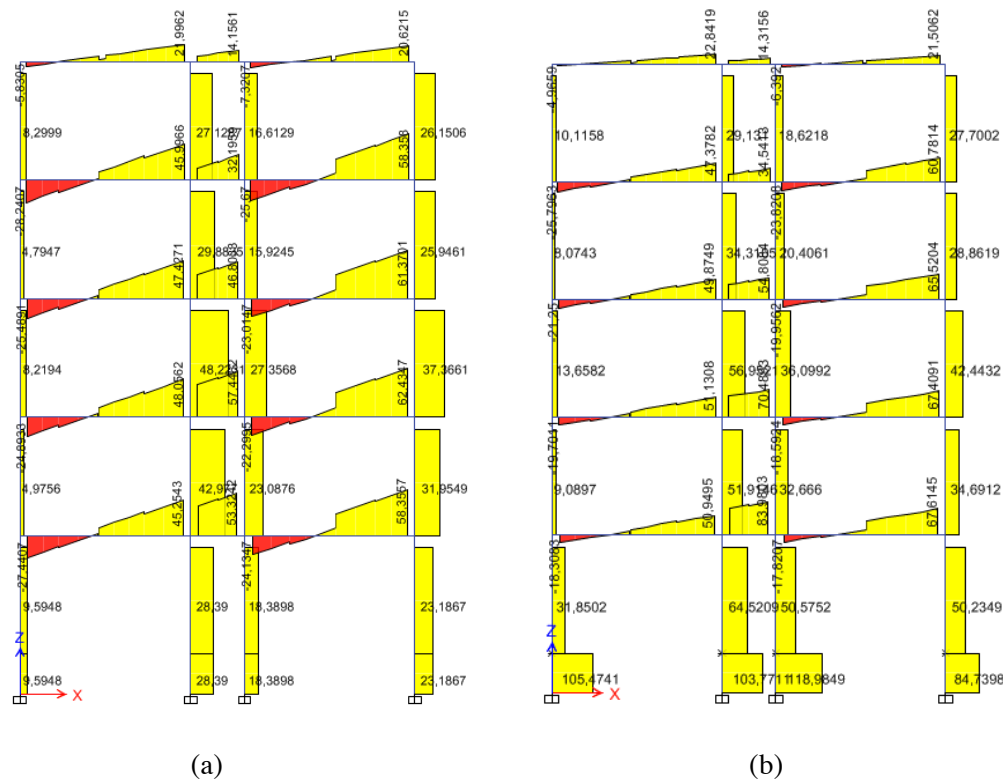


Figura A.14 Diagrama de esfuerzos cortantes 2-2. (a) Edificio 5U-S. (b) Edificio 5U-C

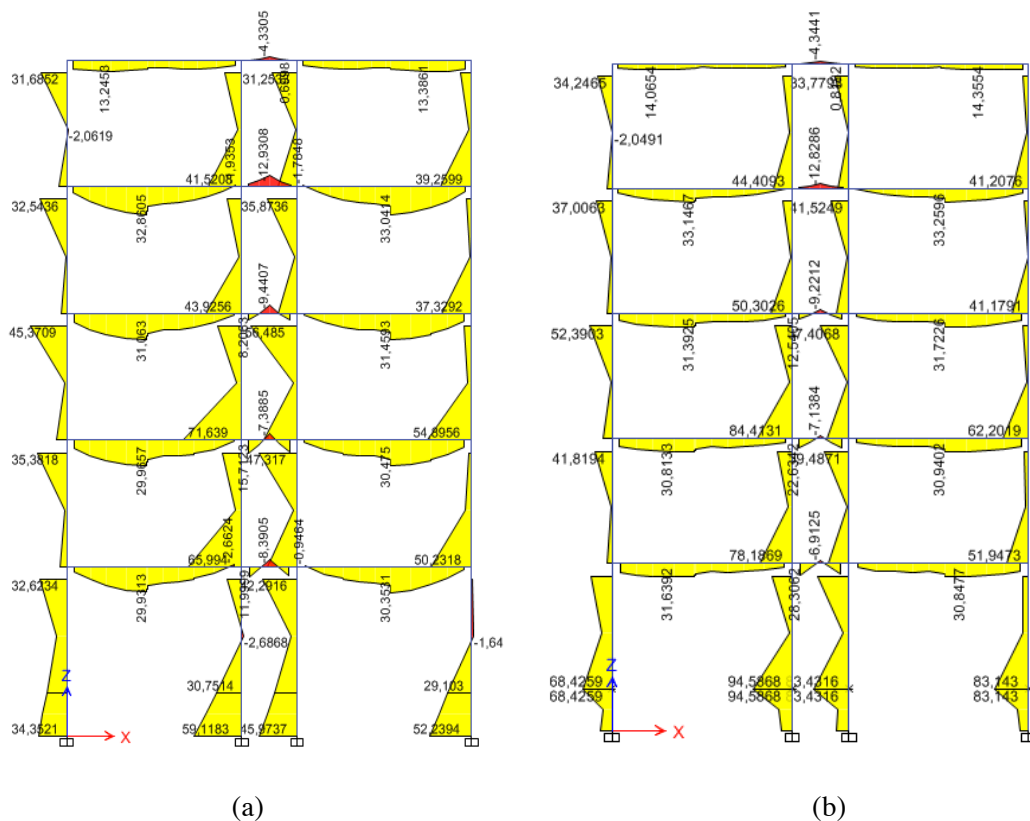


Figura A.15 Diagrama de momentos flectores 3-3. (a) Edificio 5U-S. (b) Edificio 5U-C

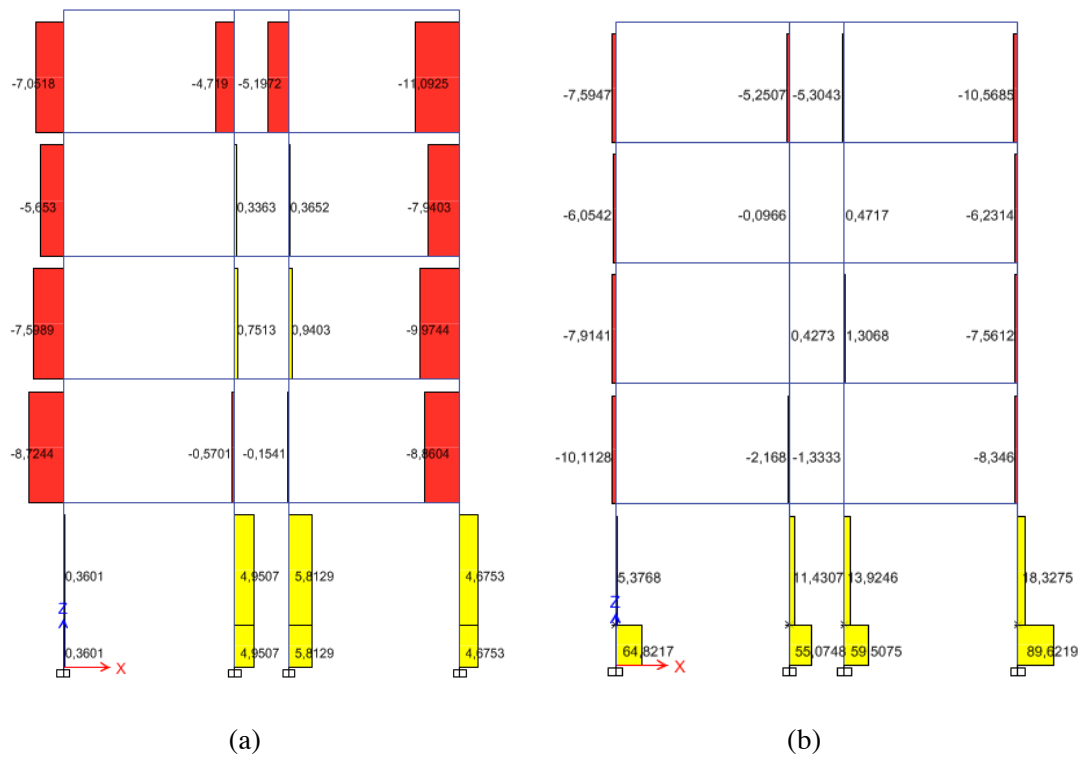


Figura A.16 Diagrama de esfuerzos cortantes 3-3. (a) Edificio 5U-S. (b) Edificio 5U-C

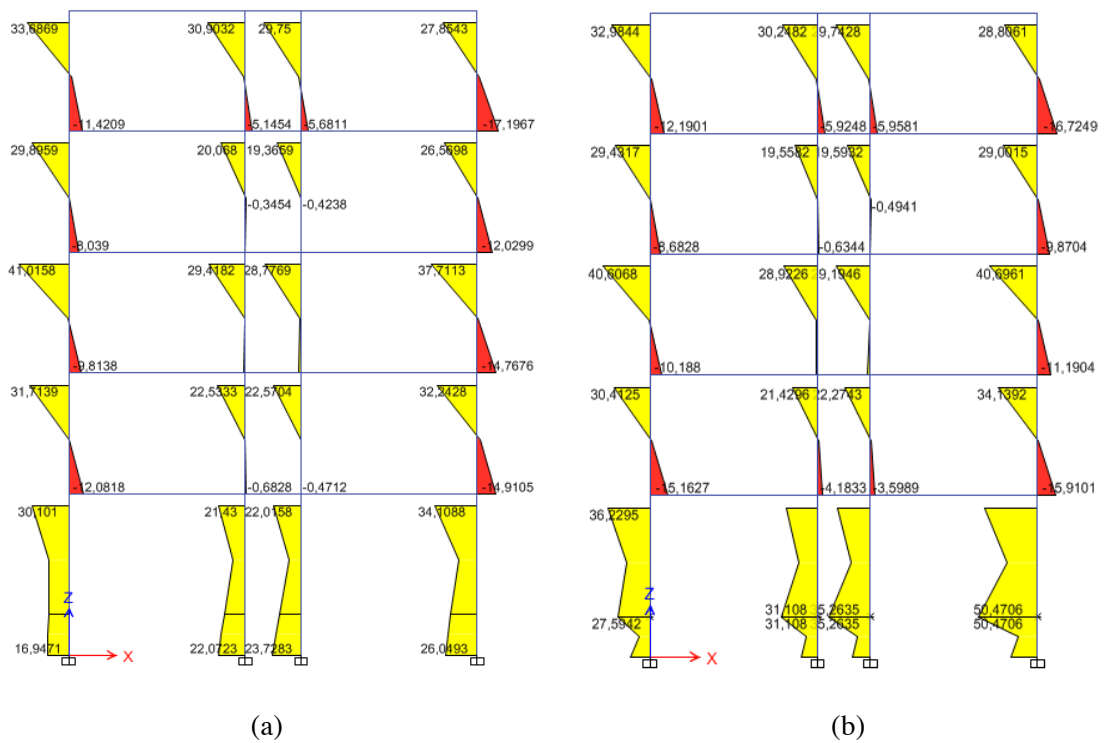


Figura 5.17 Diagrama de momentos flectores 2-2. (a) Edificio 5U-S. (b) Edificio 5U-C

A.1.5 Análisis mediante el método de las fuerzas estáticas equivalentes (NCSE-02)

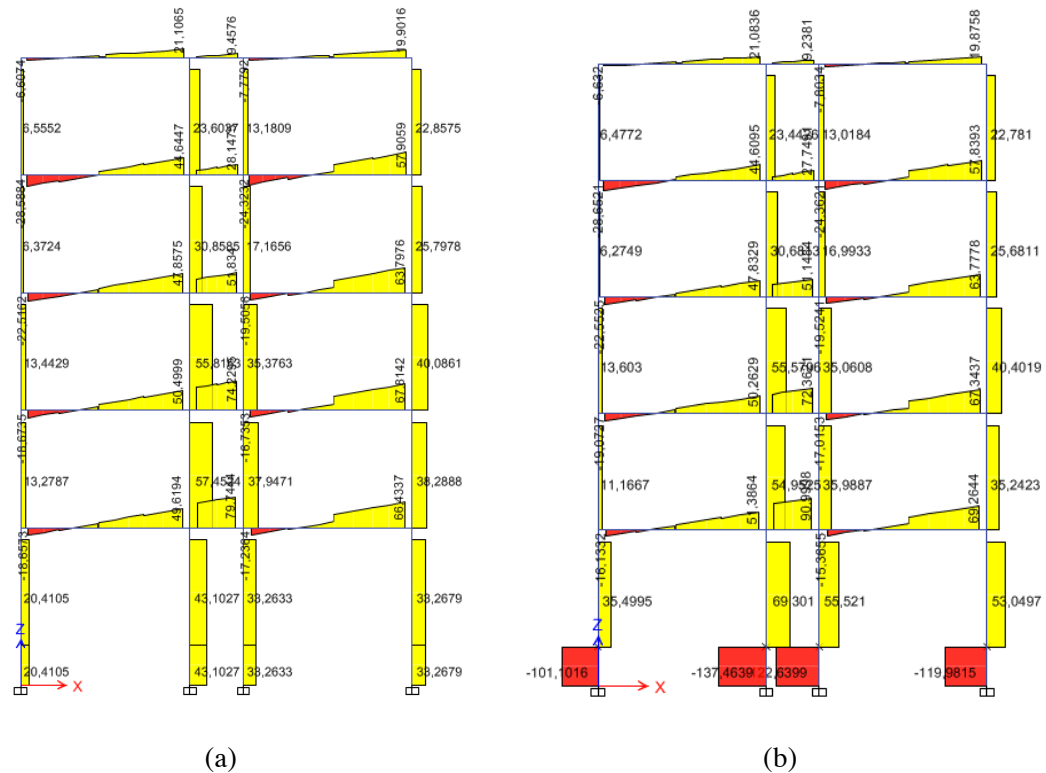


Figura A.18 Diagrama de esfuerzos cortantes 2-2. (a) Edificio 5U-S. (b) Edificio 5U-C

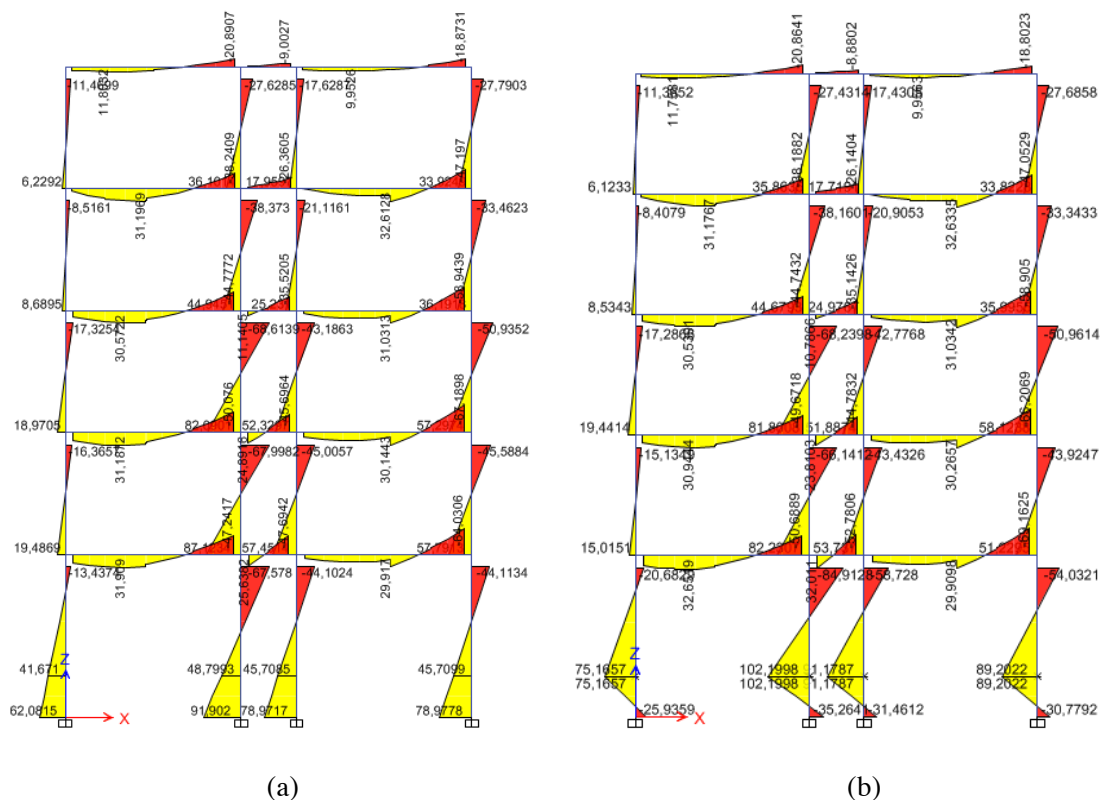


Figura A.19 Diagrama de momentos flectores 3-3. (a) Edificio 5U-S. (b) Edificio 5U-C

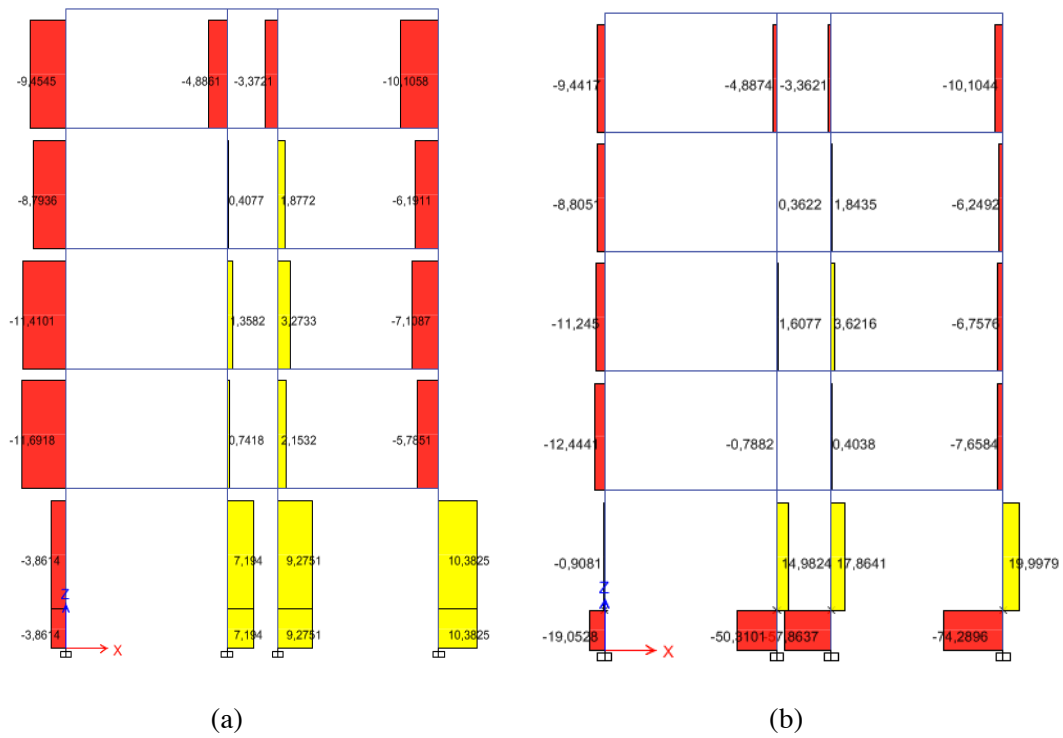


Figura A.20 Diagrama de esfuerzos cortantes 3-3. (a) Edificio 5U-S. (b) Edificio 5U-C

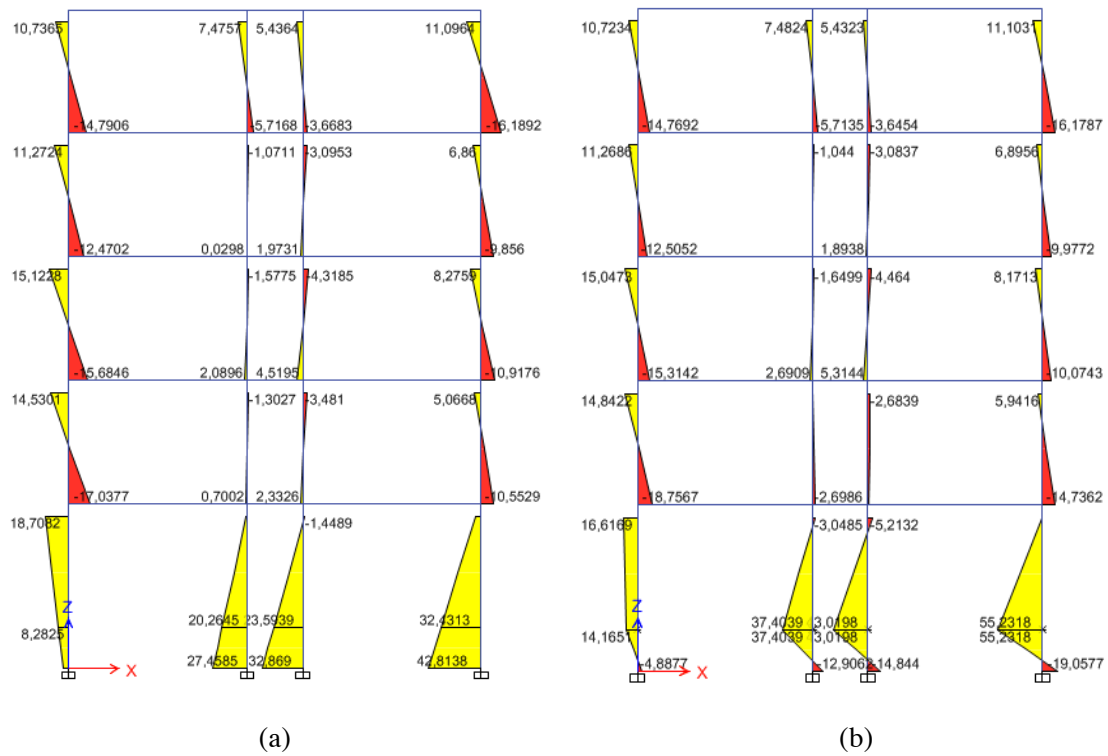


Figura A.21 Diagrama de momentos flectores 2-2. (a) Edificio 5U-S. (b) Edificio 5U-C

A.1.6 Análisis mediante el método de las fuerzas estáticas equivalentes (EC-8)

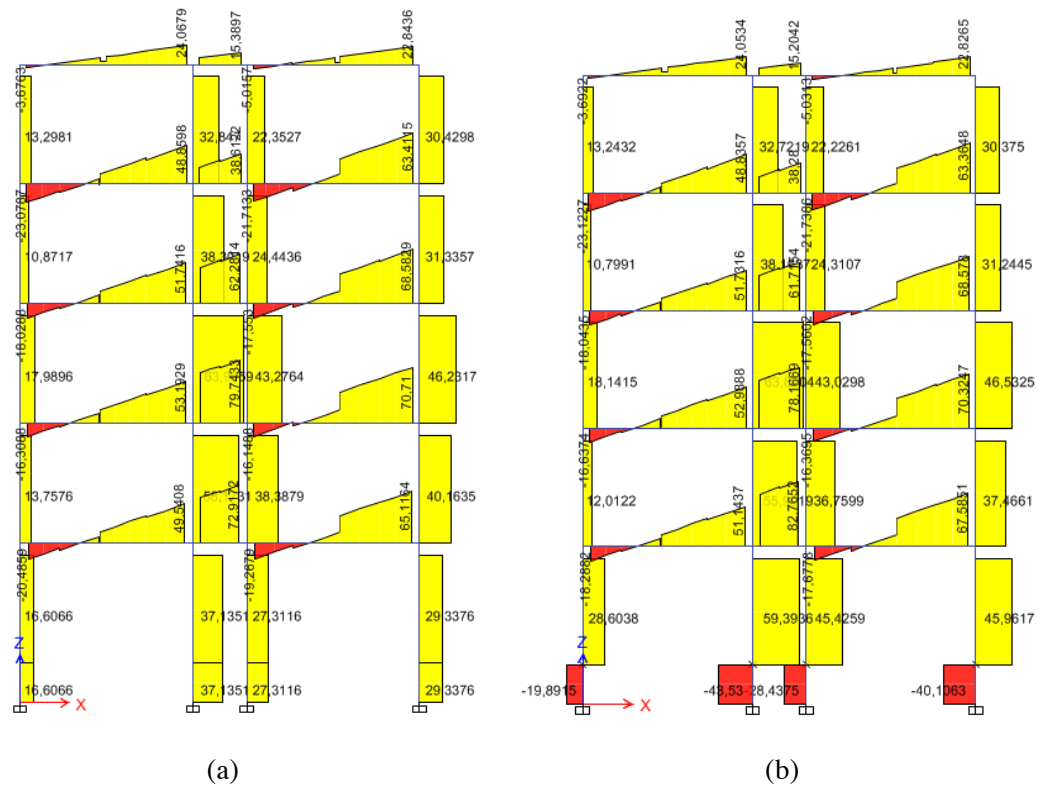


Figura A.22 Diagrama de esfuerzos cortantes 2-2. (a) Edificio 5U-S. (b) Edificio 5U-C

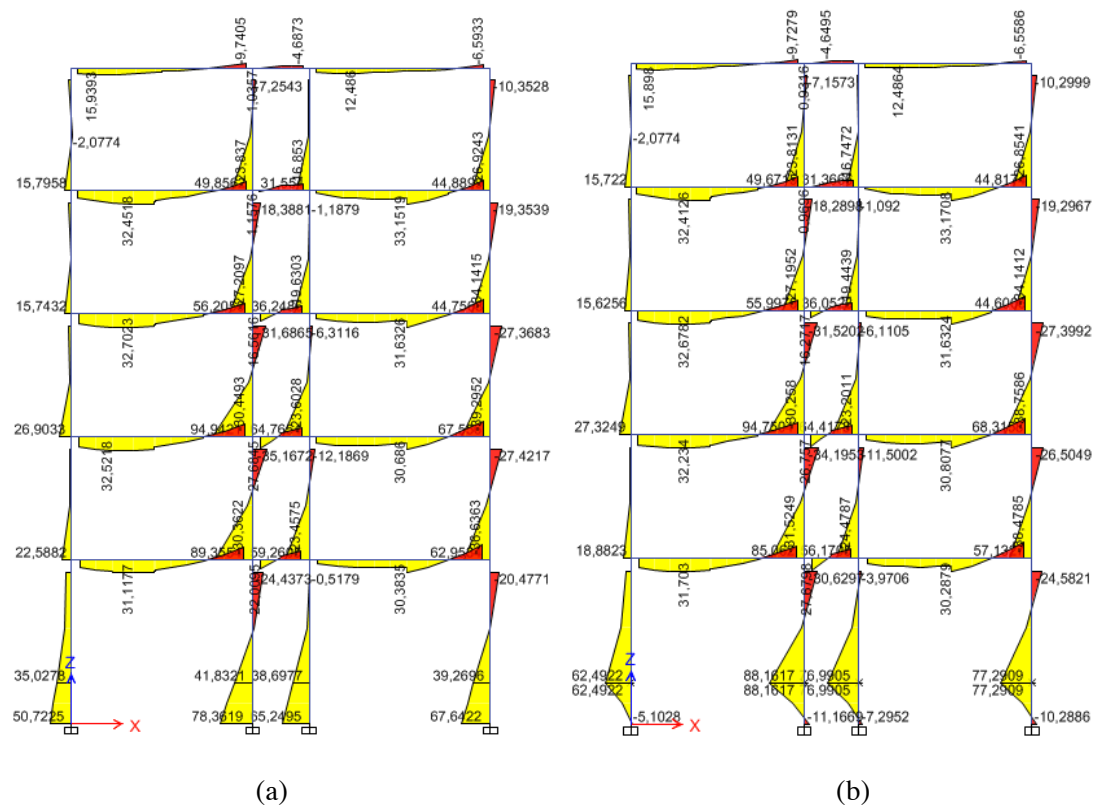


Figura A.23 Diagrama de momentos flectores 3-3. (a) Edificio 5U-S. (b) Edificio 5U-C

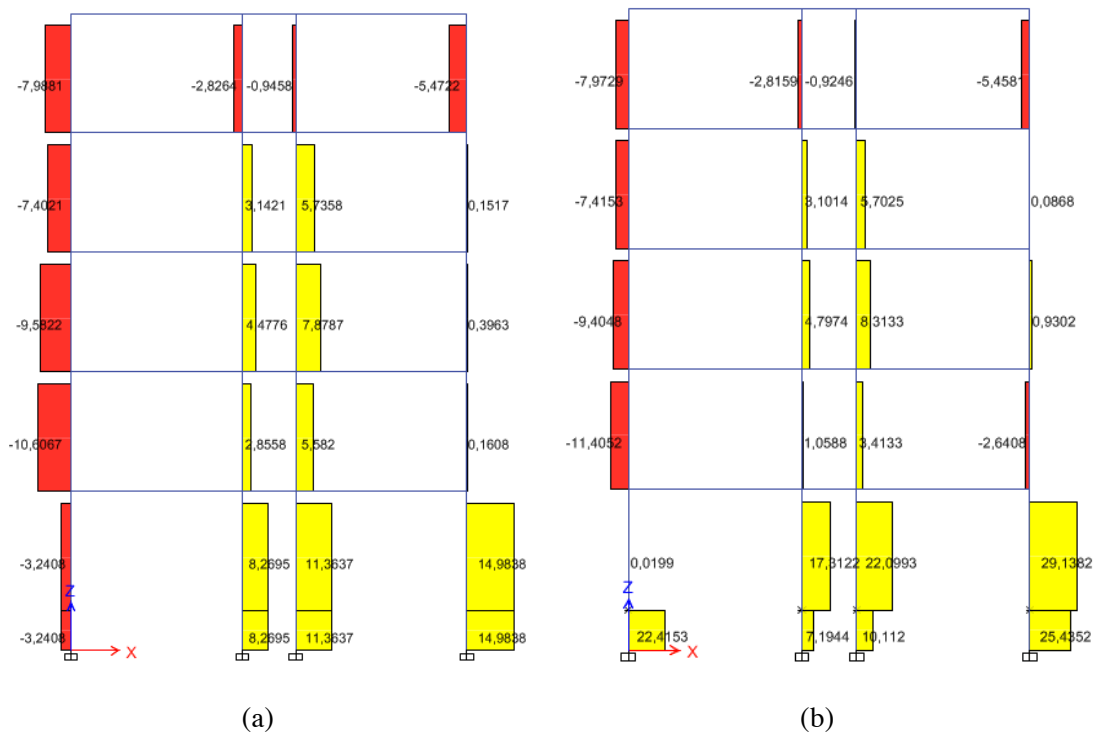


Figura A.24 Diagrama de esfuerzos cortantes 3-3. (a) Edificio 5U-S. (b) Edificio 5U-C

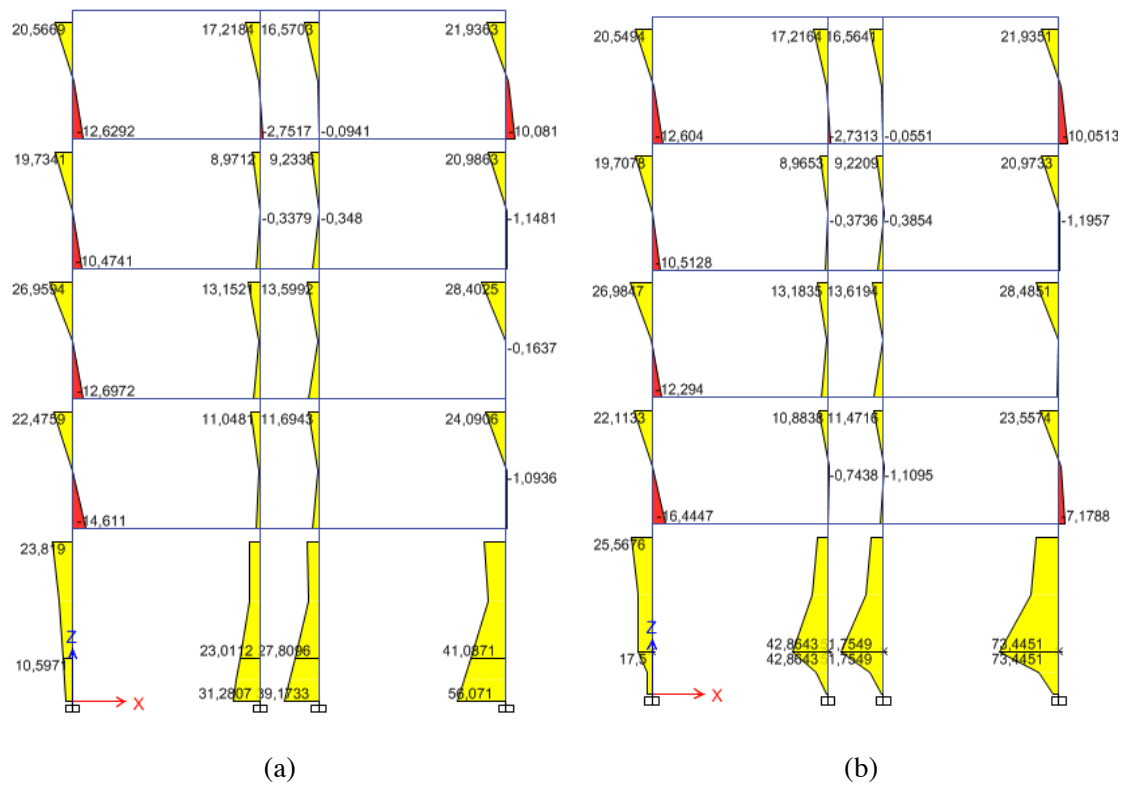


Figura A.25 Diagrama de momentos flectores 2-2. (a) Edificio 5U-S. (b) Edificio 5U-C

A.1.7 Análisis dinámico lineal

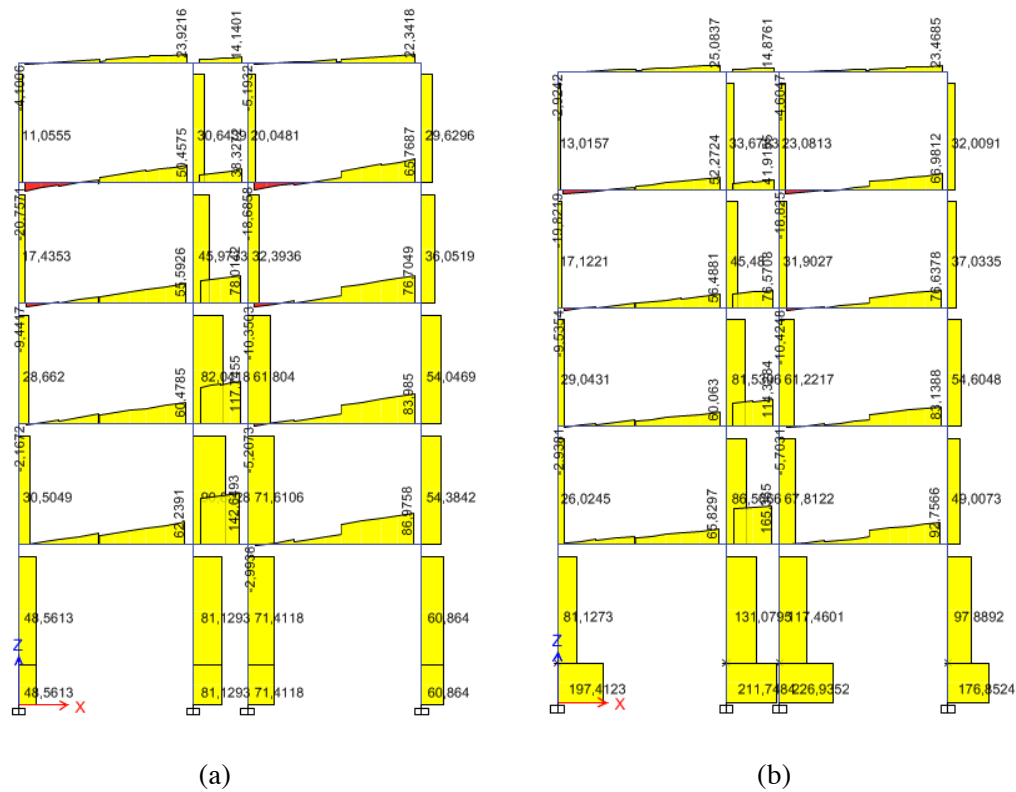


Figura A.26 Diagrama de esfuerzos cortantes 2-2. (a) Edificio 5U-S. (b) Edificio 5U-C

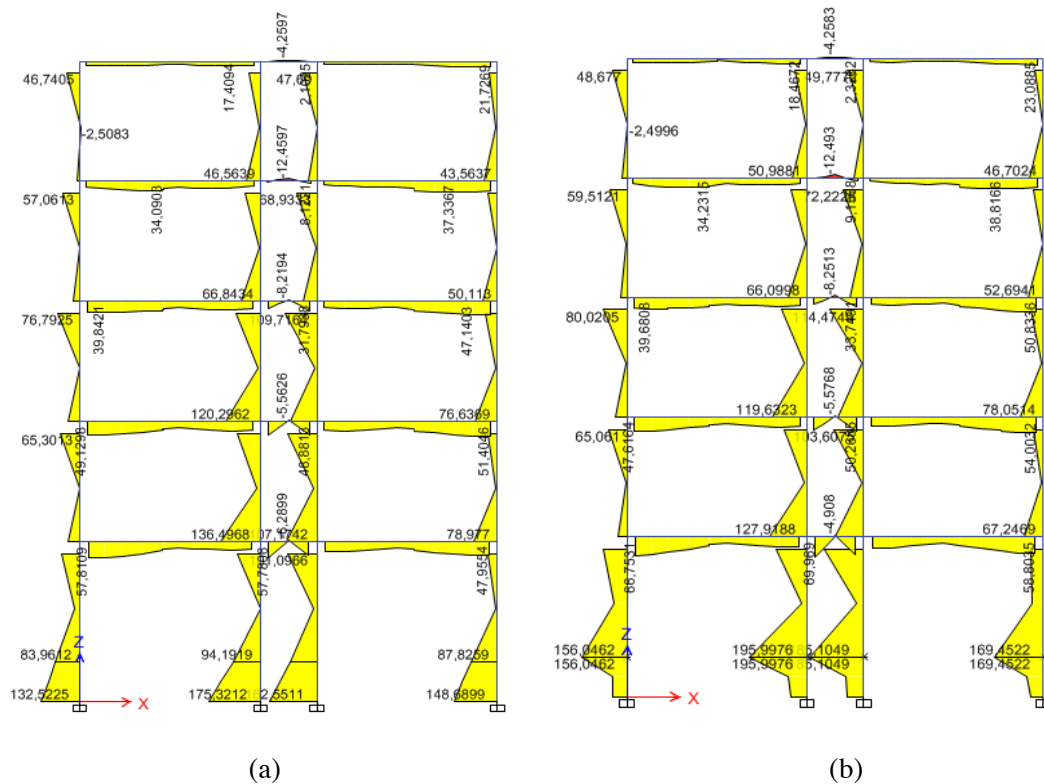


Figura A.27 Diagrama de momentos flectores 3-3. (a) Edificio 5U-S. (b) Edificio 5U-C

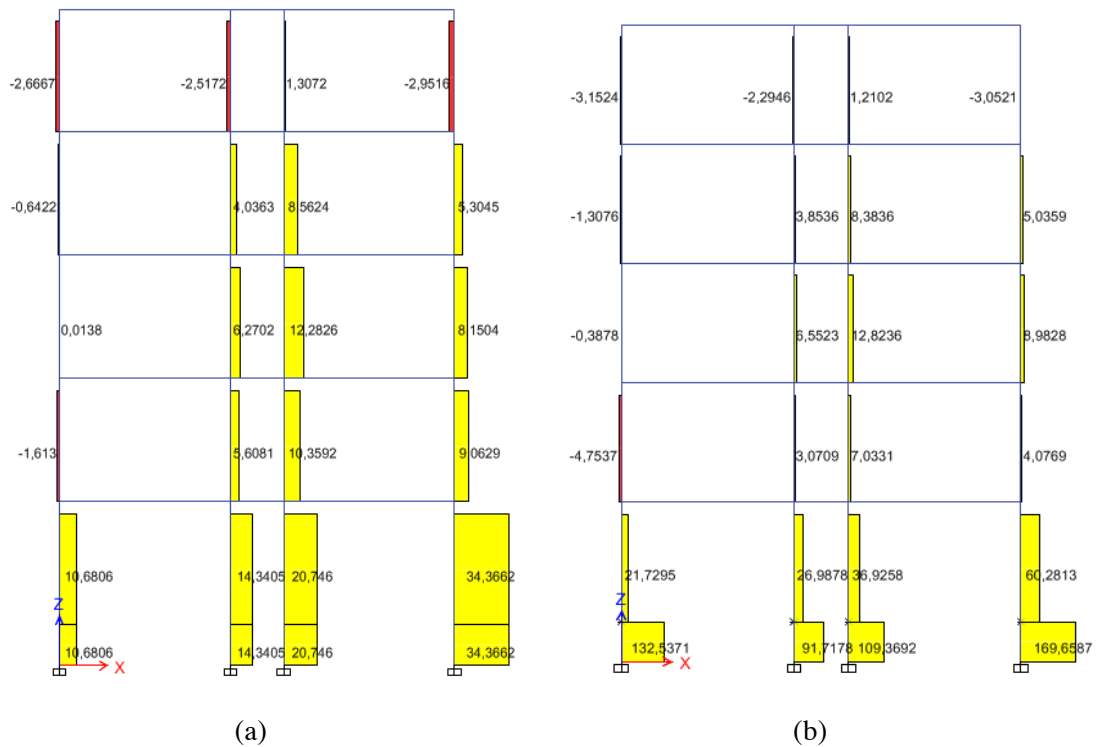


Figura A.28 Diagrama de esfuerzos cortantes 3-3. (a) Edificio 5U-S. (b) Edificio 5U-C

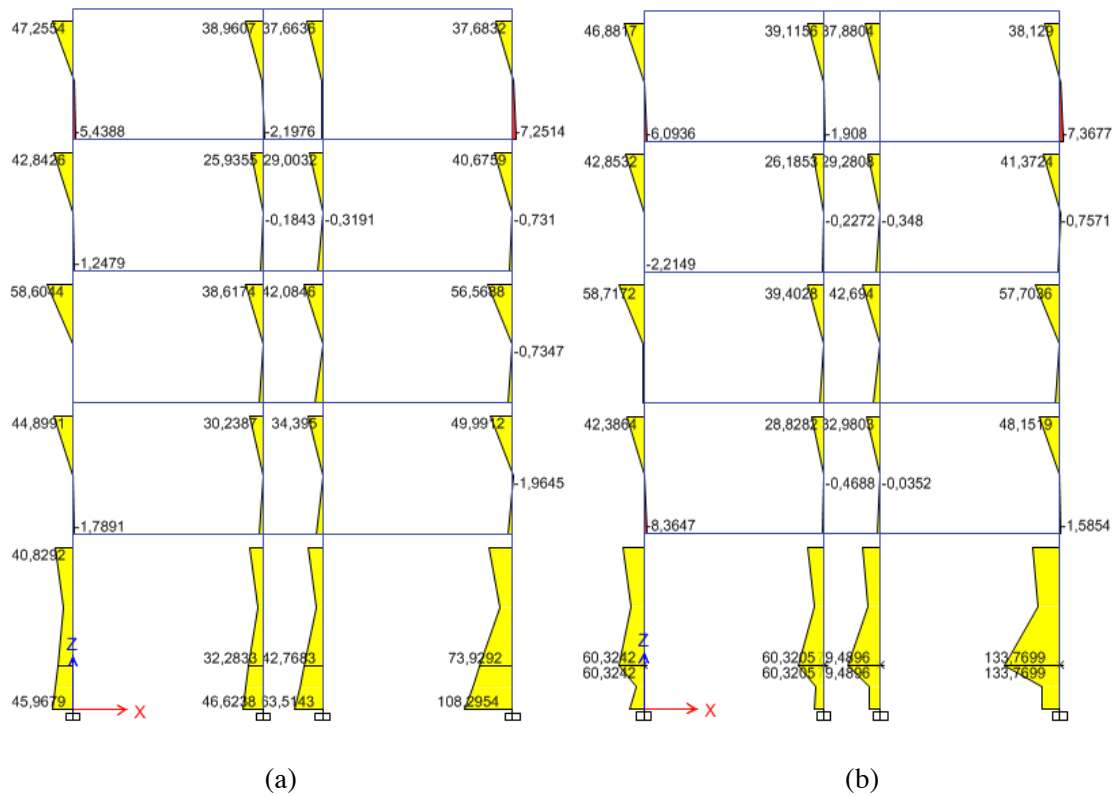


Figura A.29 Diagrama de momentos flectores 2-2. (a) Edificio 5U-S. (b) Edificio 5U-C

A.1.8 Análisis dinámico no lineal

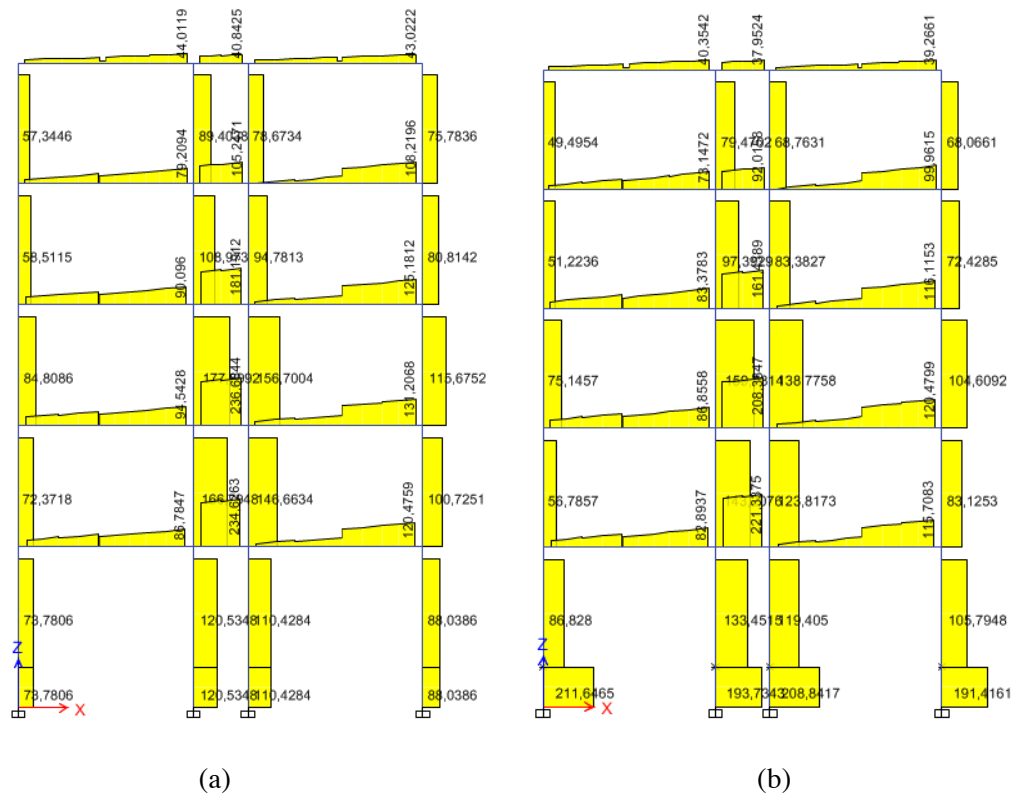


Figura A.30 Diagrama de esfuerzos cortantes 2-2. (a) Edificio 5U-S. (b) Edificio 5U-C

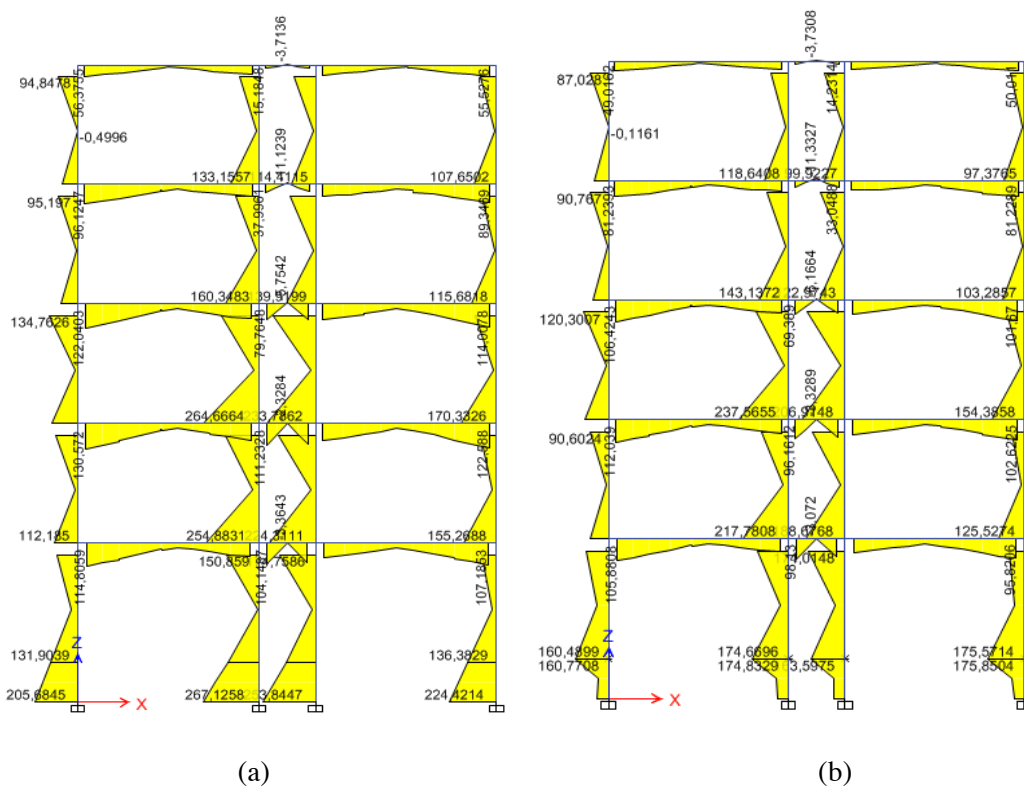


Figura A.31 Diagrama de momentos flectores 3-3. (a) Edificio 5U-S. (b) Edificio 5U-C

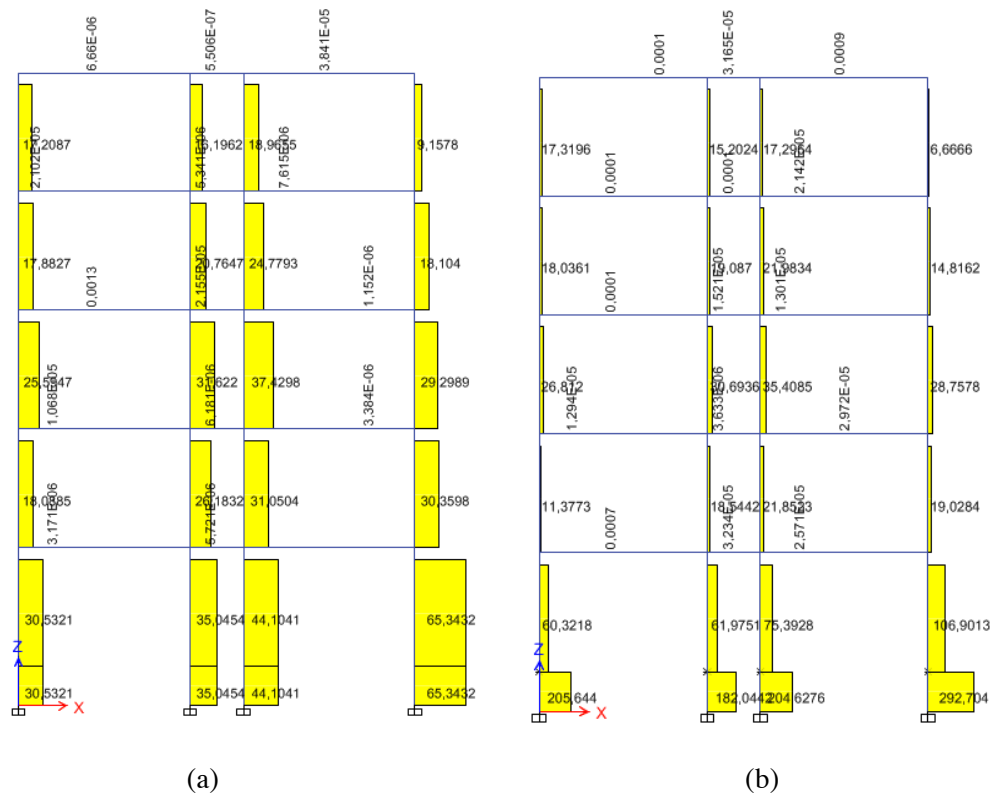


Figura A.32 Diagrama de esfuerzos cortantes 3-3. (a) Edificio 5U-S. (b) Edificio 5U-C

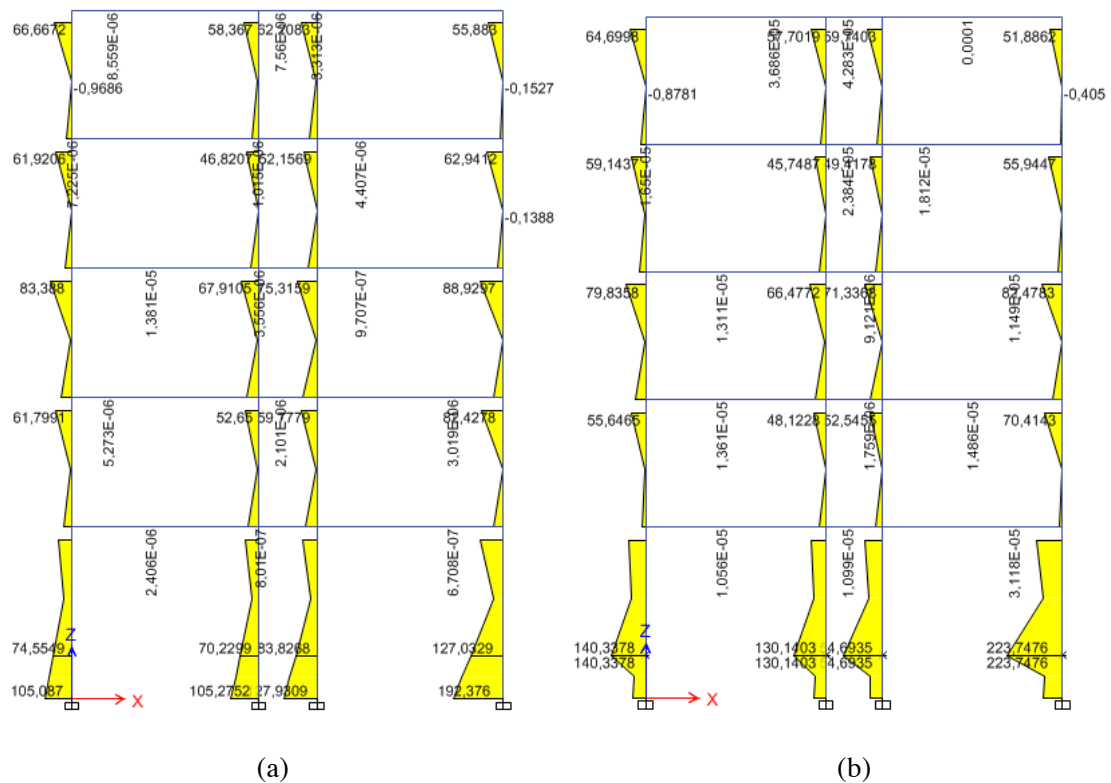


Figura A.33 Diagrama de momentos flectores 2-2. (a) Edificio 5U-S. (b) Edificio 5U-C

A.2 EDIFICIO TIPO 5B-S Y 5B-C

A.2.1 Análisis modal espectral según la norma NCSE-02

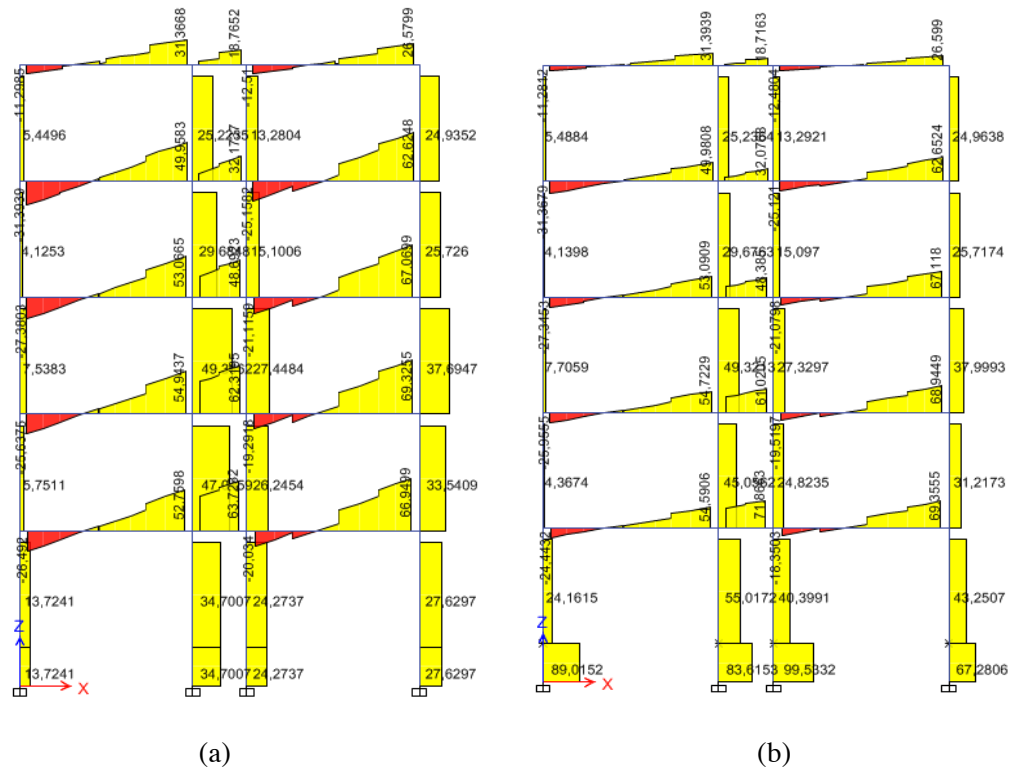


Figura A.34 Diagrama de esfuerzos cortantes 2-2. (a) Edificio 5B-S. (b) Edificio 5B-C

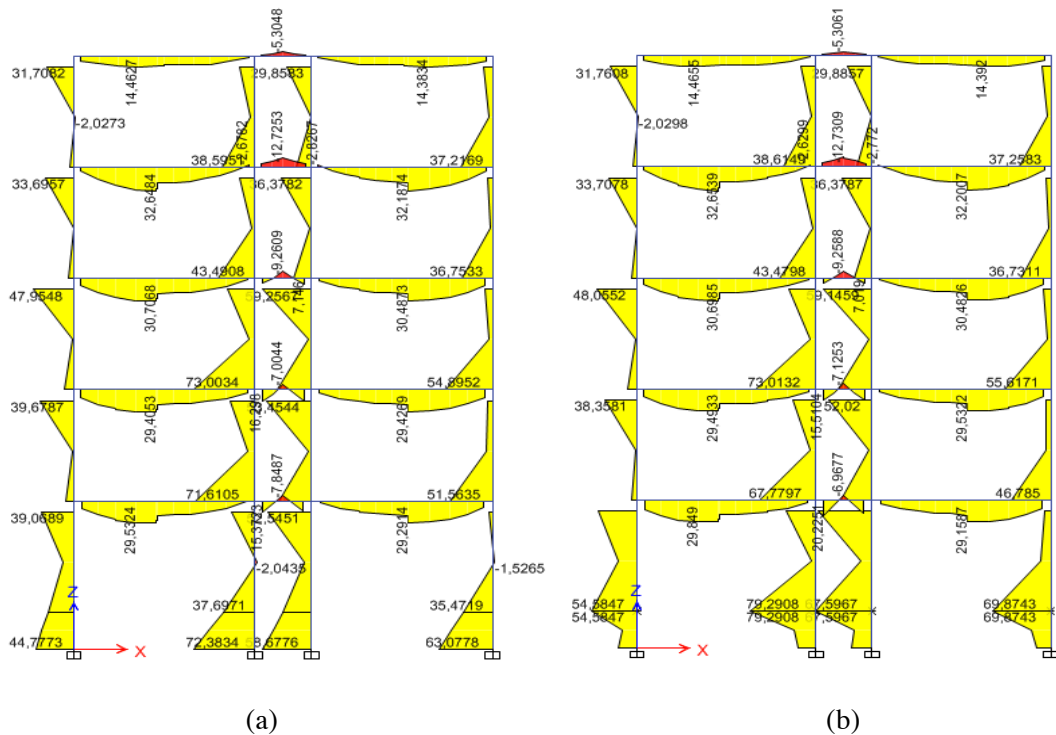


Figura A.35 Diagrama de momentos flectores 3-3. (a) Edificio 5B-S. (b) Edificio 5B-C

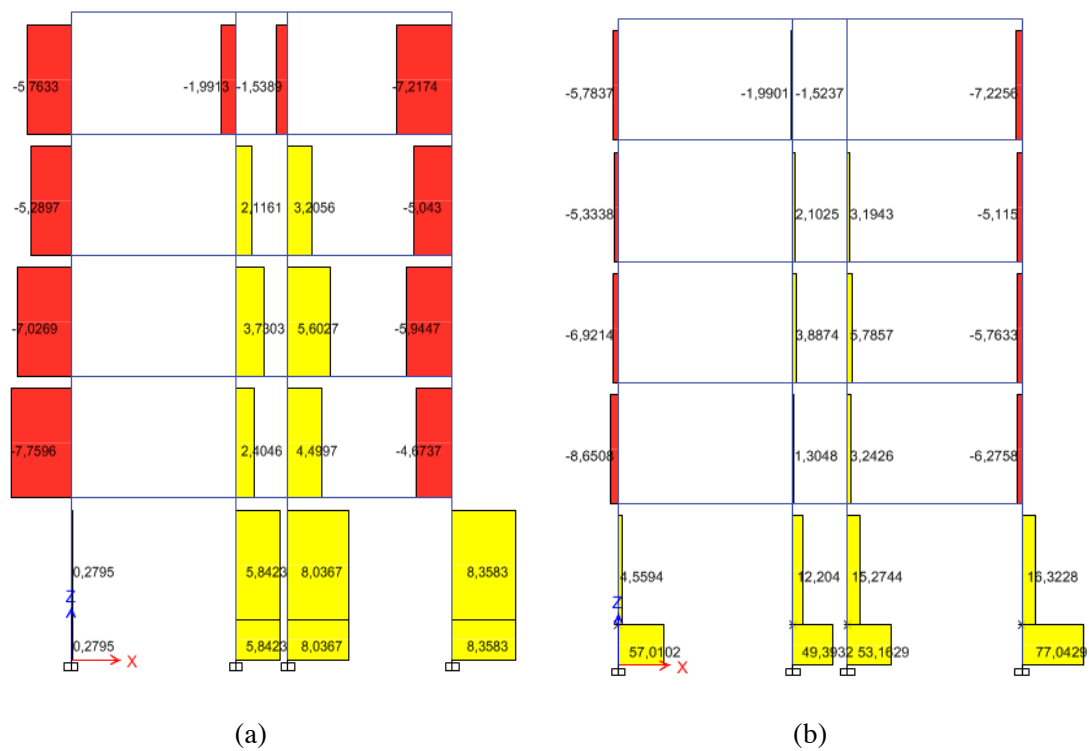


Figura A.36 Diagrama de esfuerzos cortantes 3-3. (a) Edificio 5B-S. (b) Edificio 5B-C

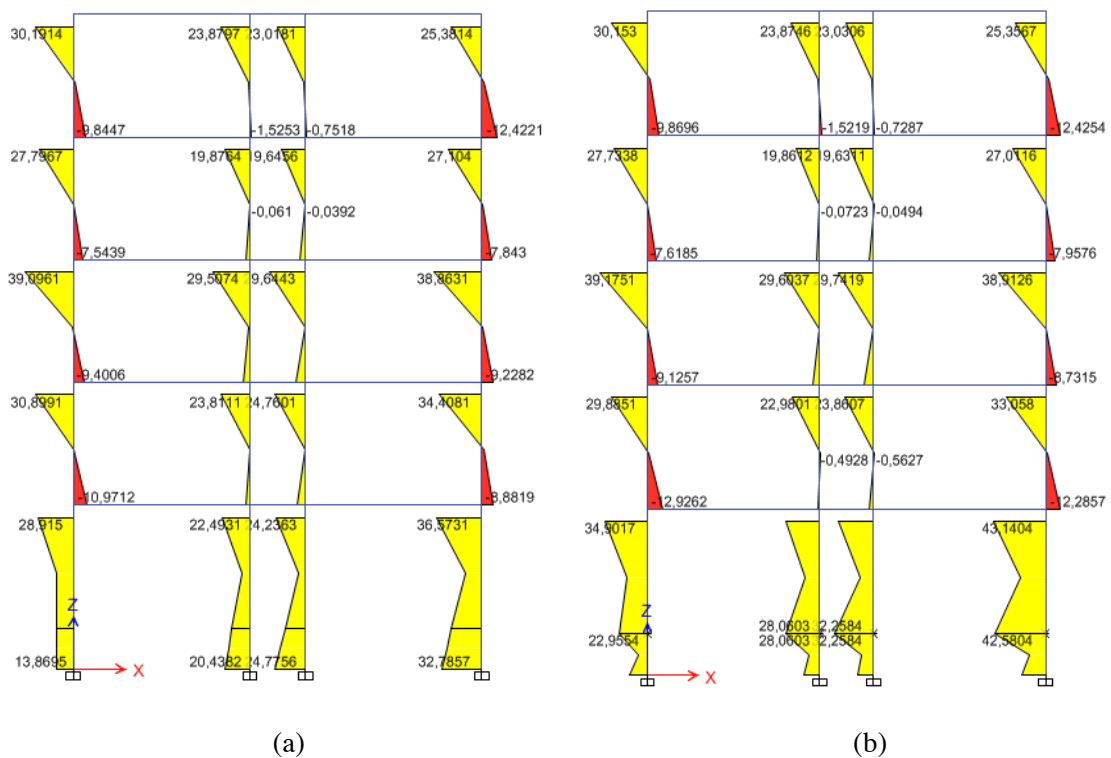


Figura A.37 Diagrama de momentos flectores 2-2. (a) Edificio 5B-S. (b) Edificio 5B-C

A.2.2 Análisis modal espectral según la norma NCSE-02 en revisión

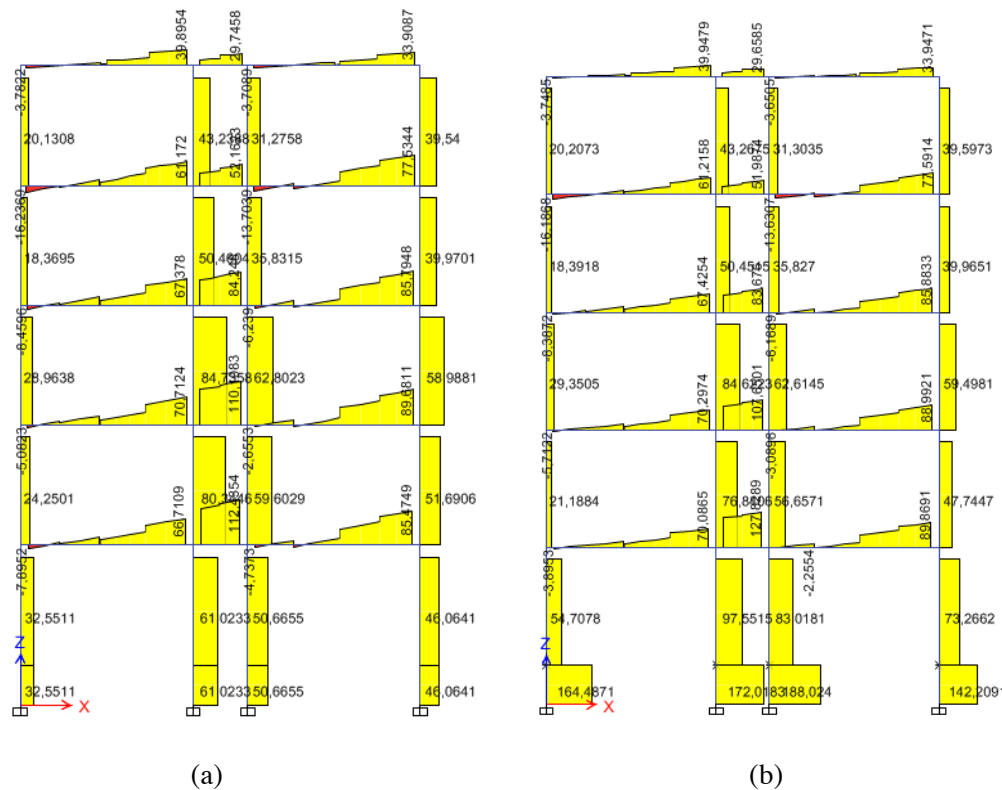


Figura A.38 Diagrama de esfuerzos cortantes 2-2. (a) Edificio 5B-S. (b) Edificio 5B-C

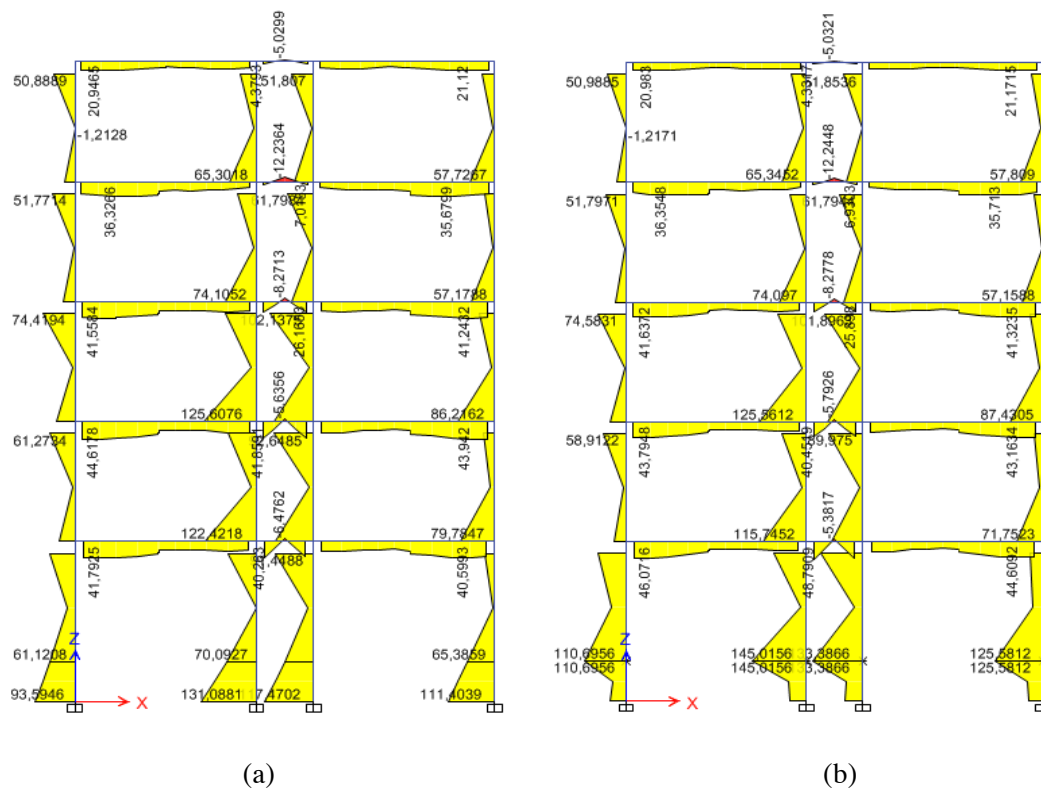


Figura A.39 Diagrama de momentos flectores 3-3. (a) Edificio 5B-S. (b) Edificio 5B-C

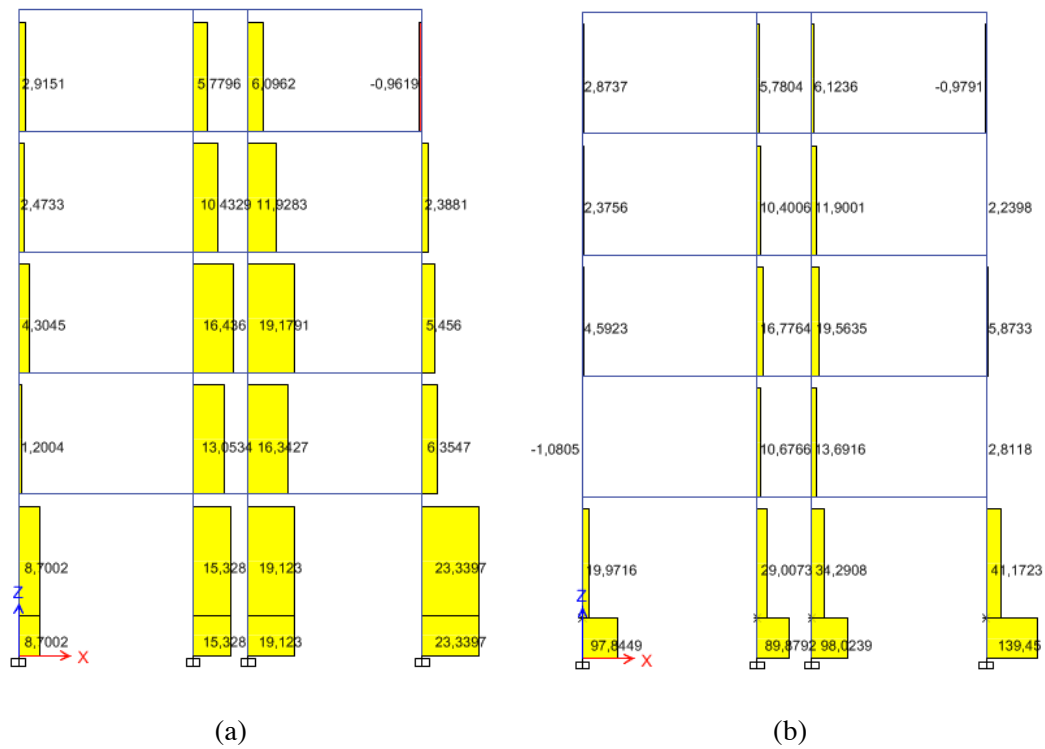


Figura A.40 Diagrama de esfuerzos cortantes 3-3. (a) Edificio 5B-S. (b) Edificio 5B-C

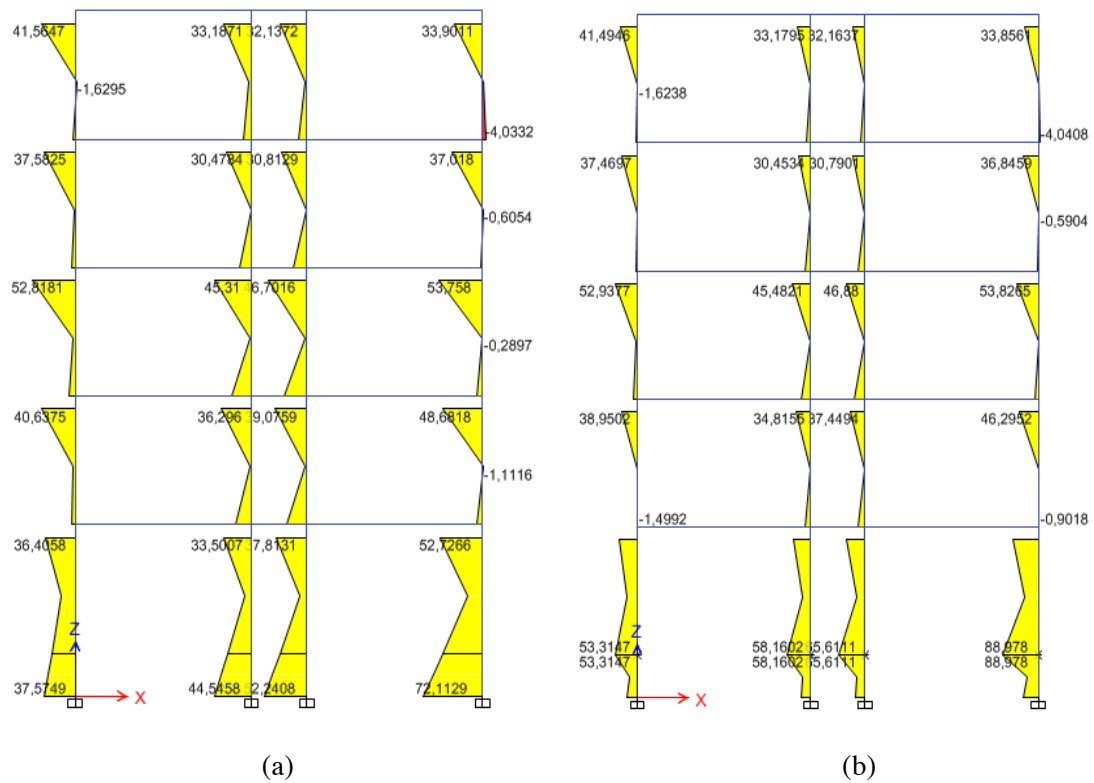


Figura A.41 Diagrama de momentos flectores 2-2. (a) Edificio 5B-S. (b) Edificio 5B-C

A.2.3 Análisis modal espectral según el espectro tipo 1 del EC-8

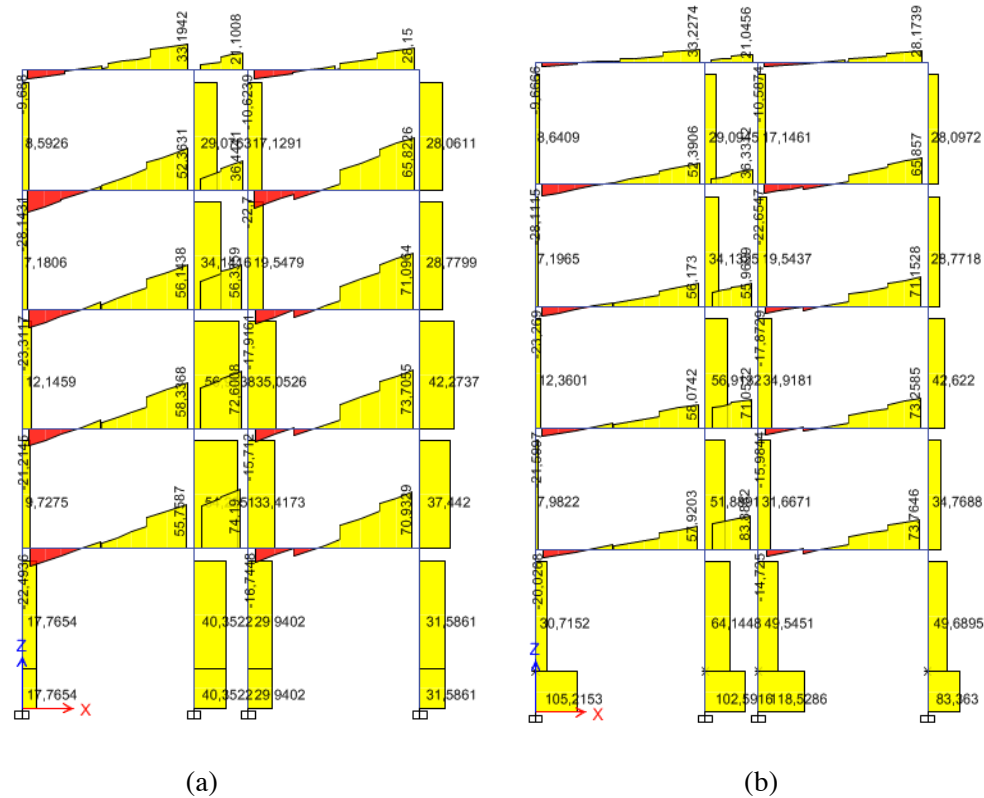


Figura A.42 Diagrama de esfuerzos cortantes 2-2. (a) Edificio 5B-S. (b) Edificio 5B-C

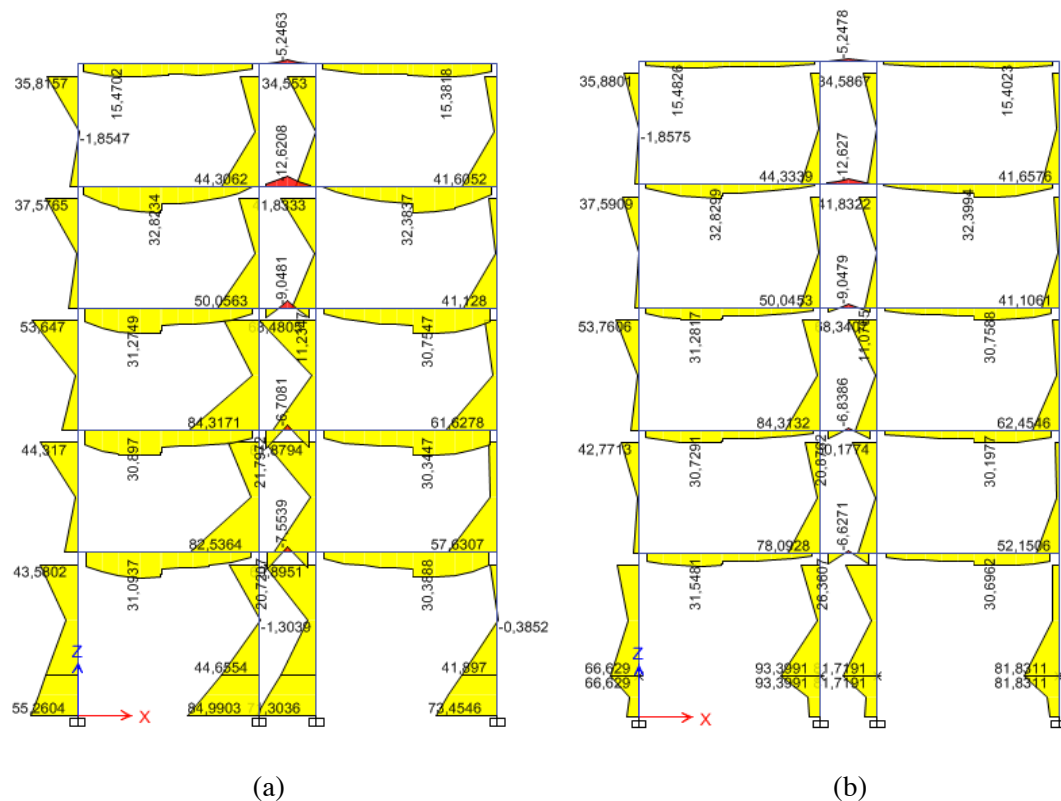


Figura A.43 Diagrama de momentos flectores 3-3. (a) Edificio 5B-S. (b) Edificio 5B-C

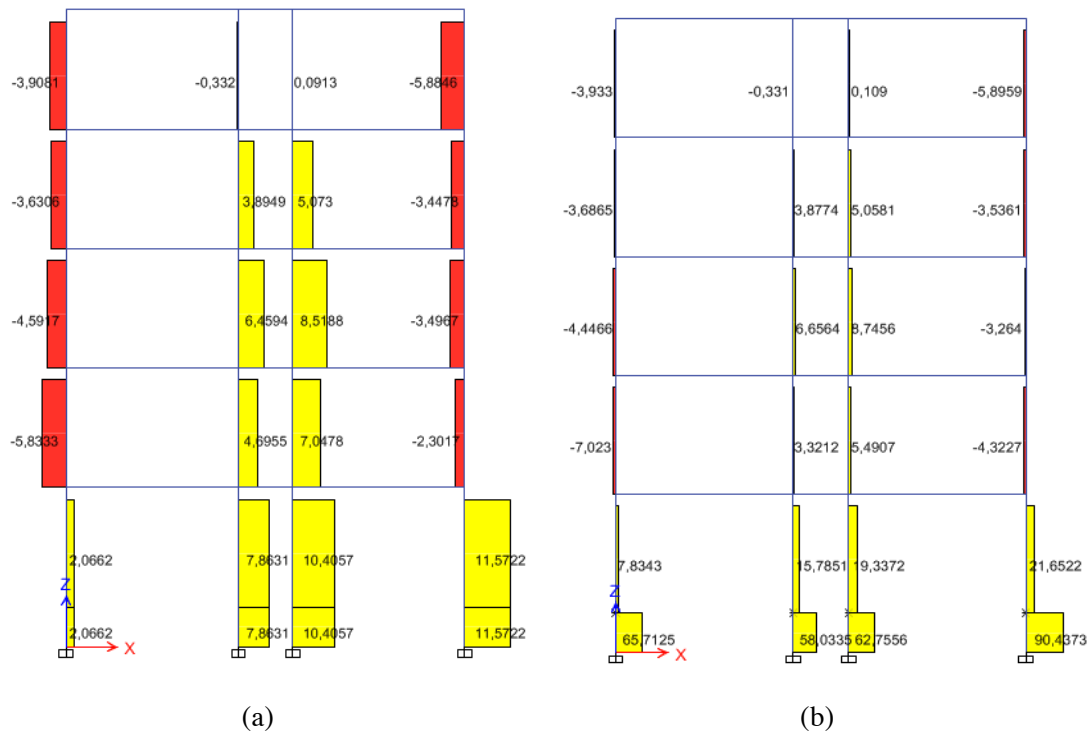


Figura A.44 Diagrama de esfuerzos cortantes 3-3. (a) Edificio 5B-S. (b) Edificio 5B-C

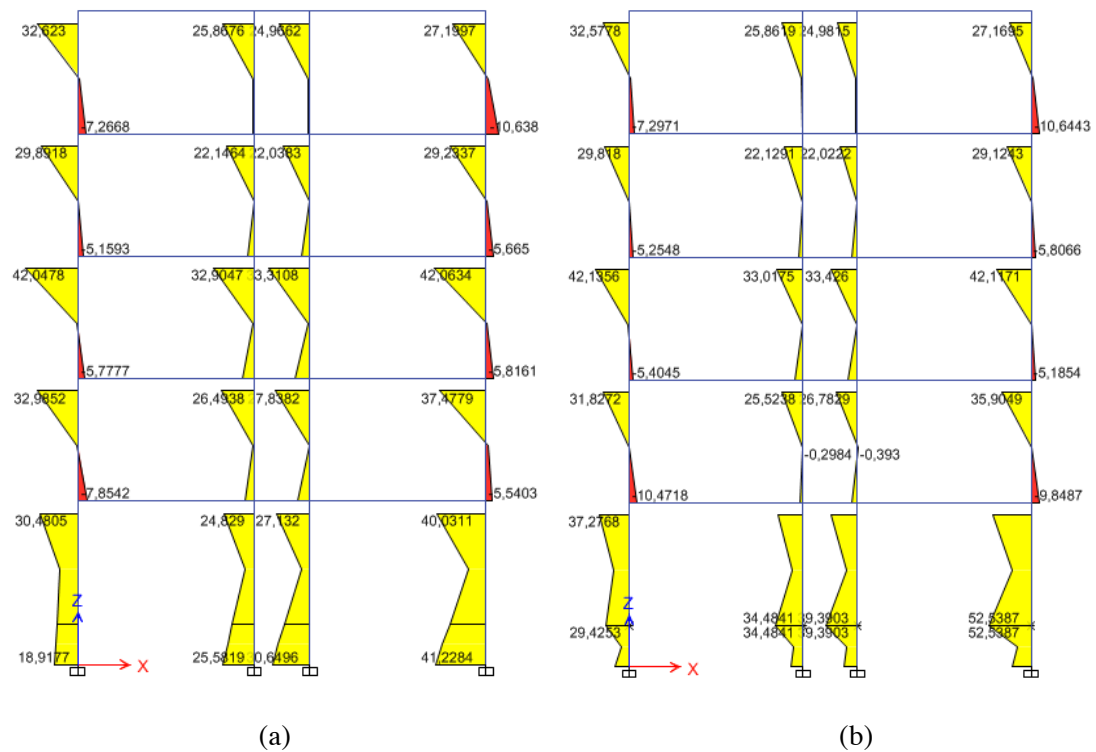


Figura A.45 Diagrama de momentos flectores 2-2. (a) Edificio 5B-S. (b) Edificio 5B-C

A.2.4 Análisis modal espectral según el espectro tipo 2 del EC-8

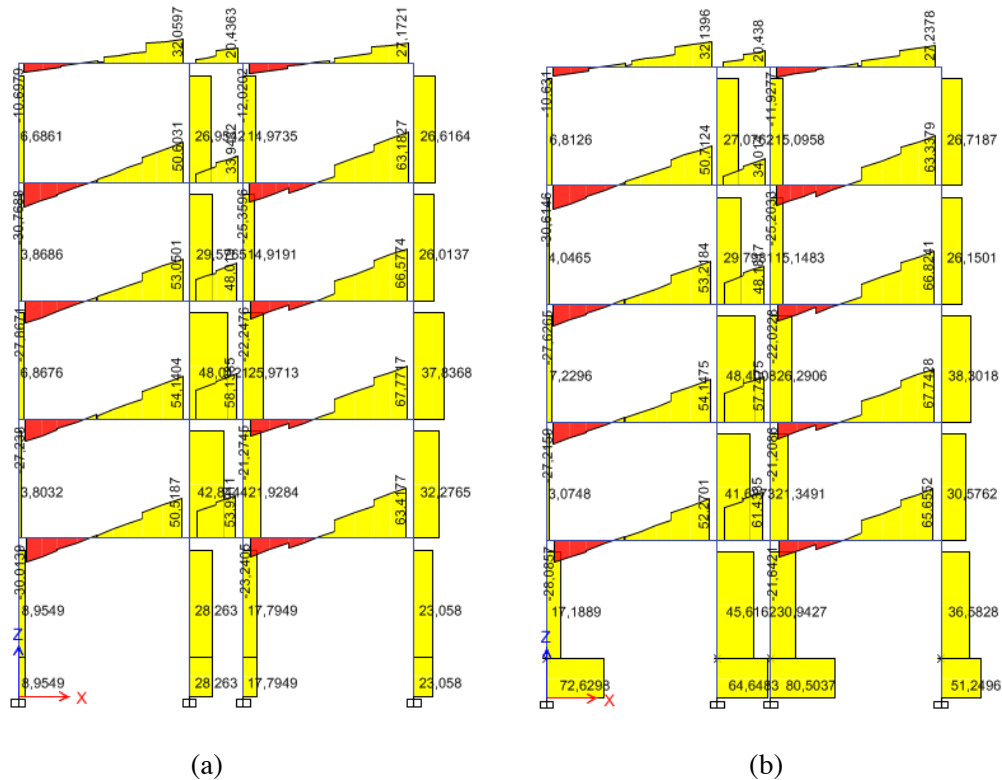


Figura A.46 Diagrama de esfuerzos cortantes 2-2. (a) Edificio 5B-S. (b) Edificio 5B-C

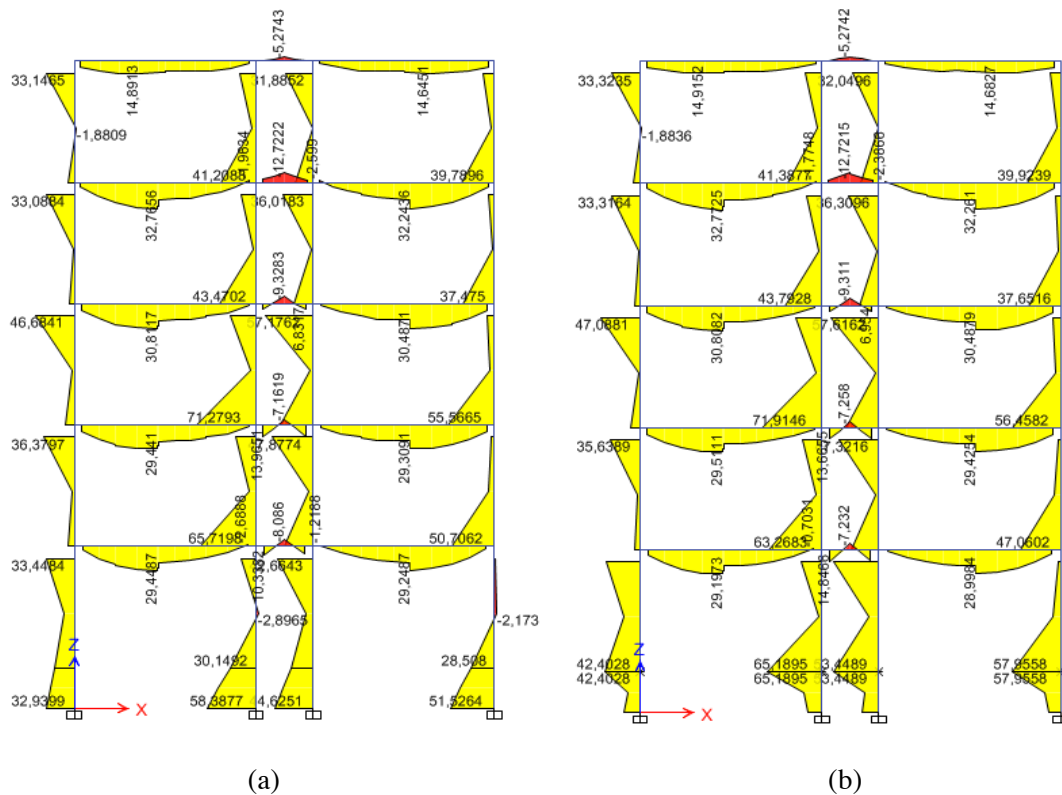


Figura A.47 Diagrama de momentos flectores 3-3. (a) Edificio 5B-S. (b) Edificio 5B-C

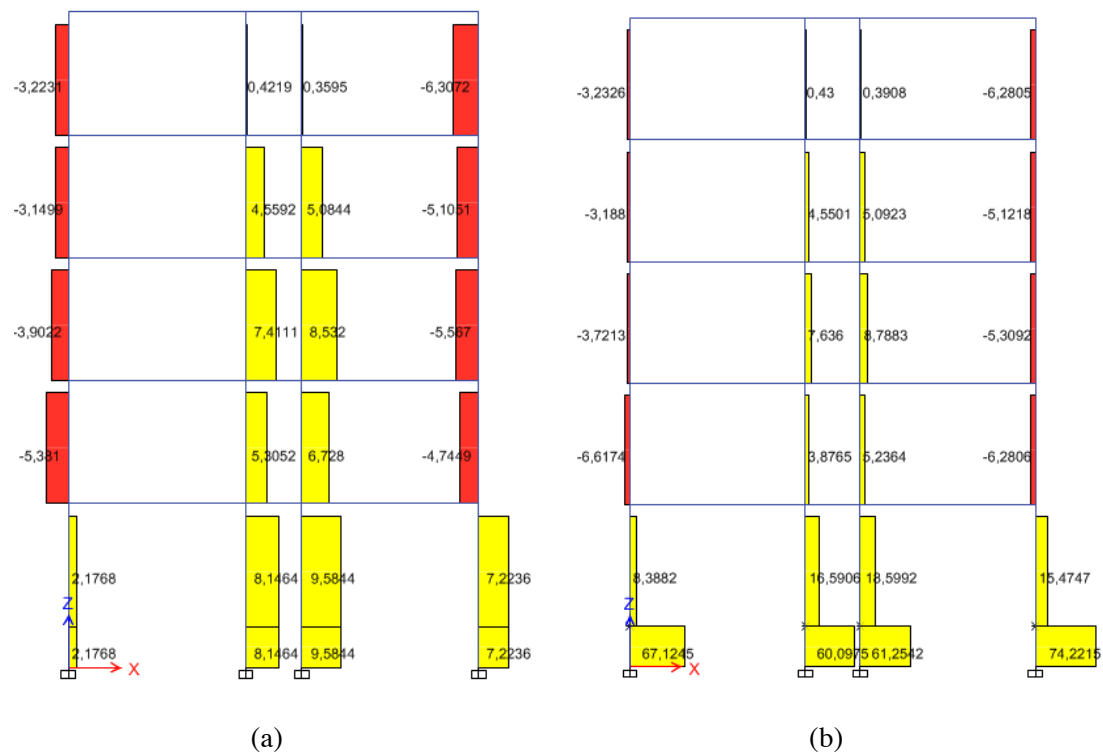


Figura A.48 Diagrama de esfuerzos cortantes 3-3. (a) Edificio 5B-S. (b) Edificio 5B-C

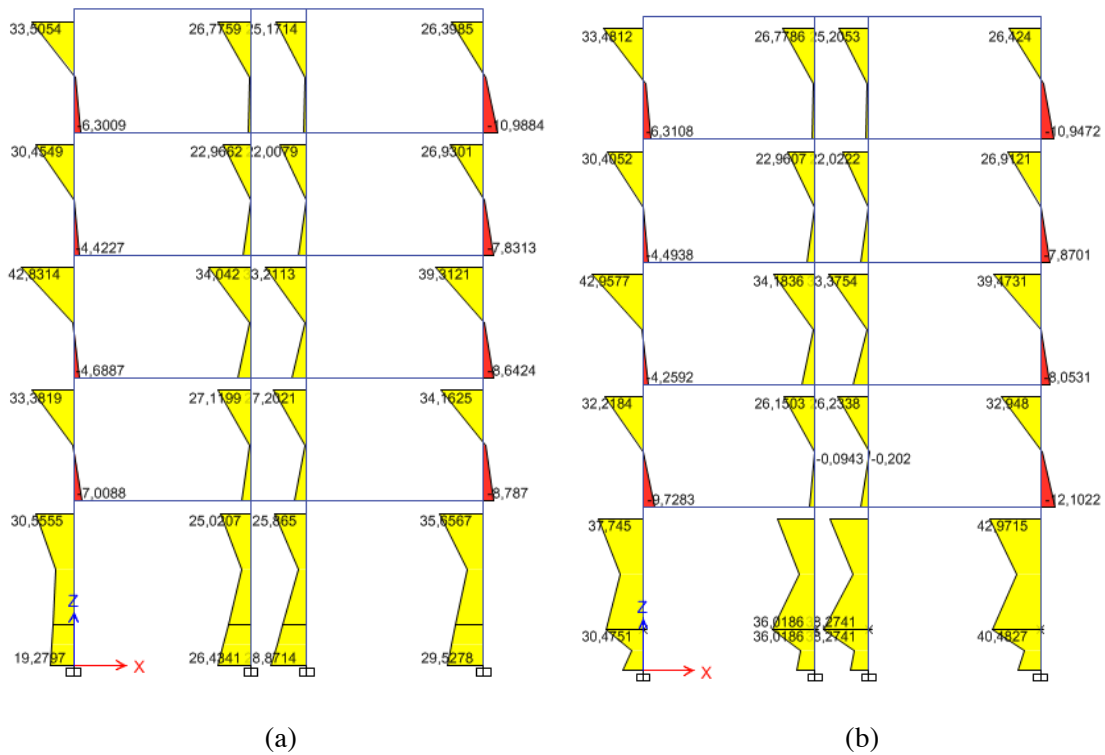


Figura A.49 Diagrama de momentos flectores 2-2. (a) Edificio 5B-S. (b) Edificio 5B-C

A.2.5 Análisis mediante el método de las fuerzas estáticas equivalentes (NCSE-02)

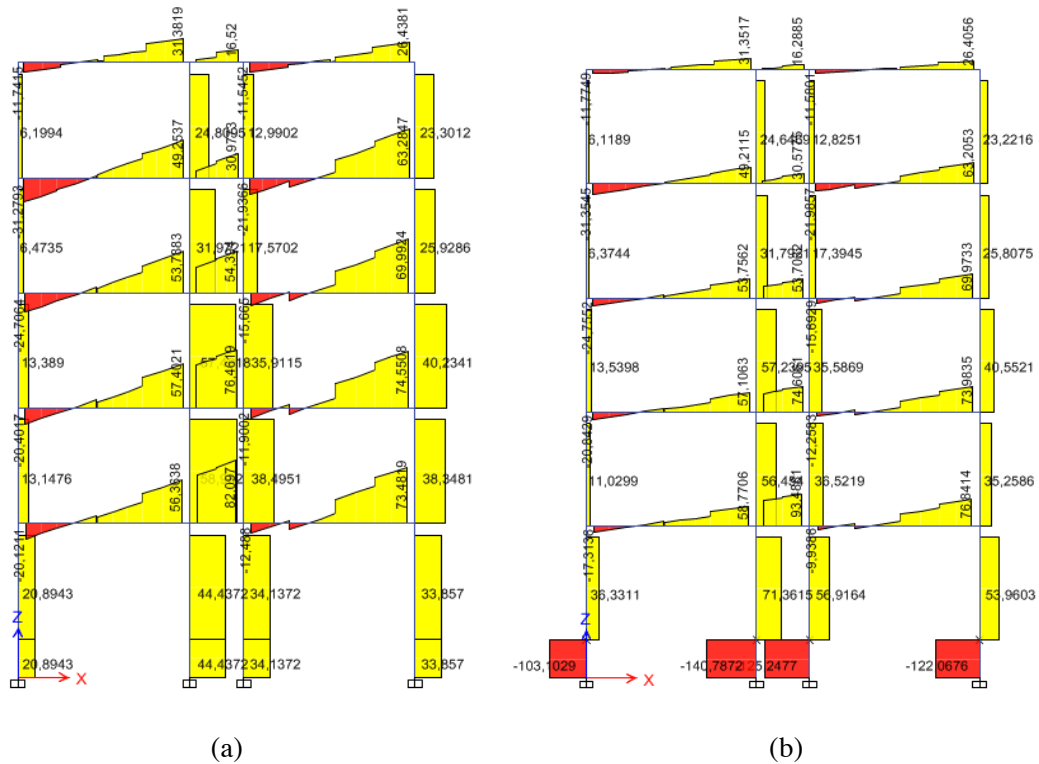


Figura A.50 Diagrama de esfuerzos cortantes 2-2. (a) Edificio 5B-S. (b) Edificio 5B-C

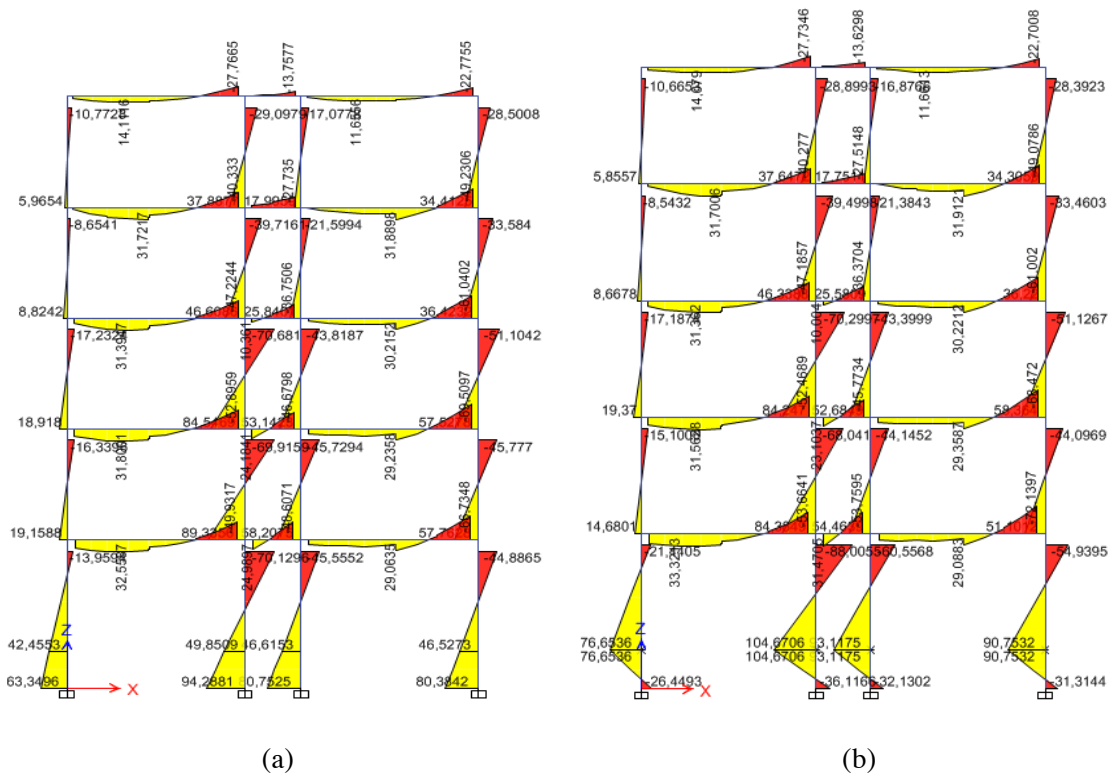


Figura A.51 Diagrama de momentos flectores 3-3. (a) Edificio 5B-S. (b) Edificio 5B-C

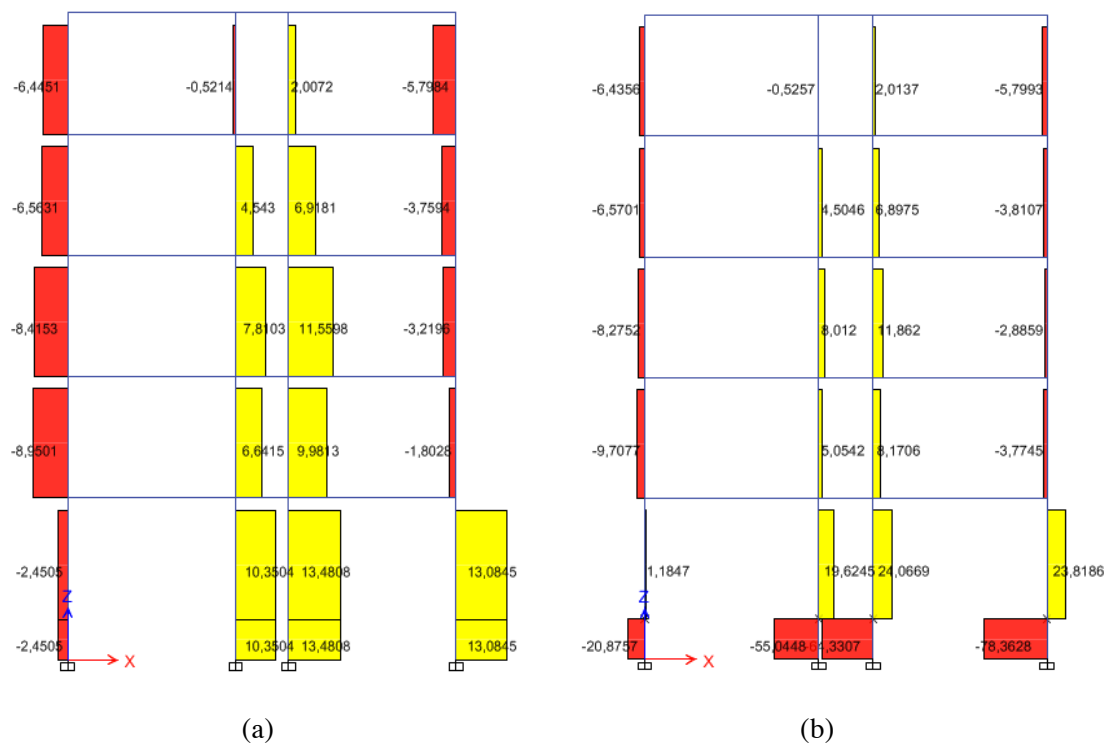


Figura A.52 Diagrama de esfuerzos cortantes 3-3. (a) Edificio 5B-S. (b) Edificio 5B-C

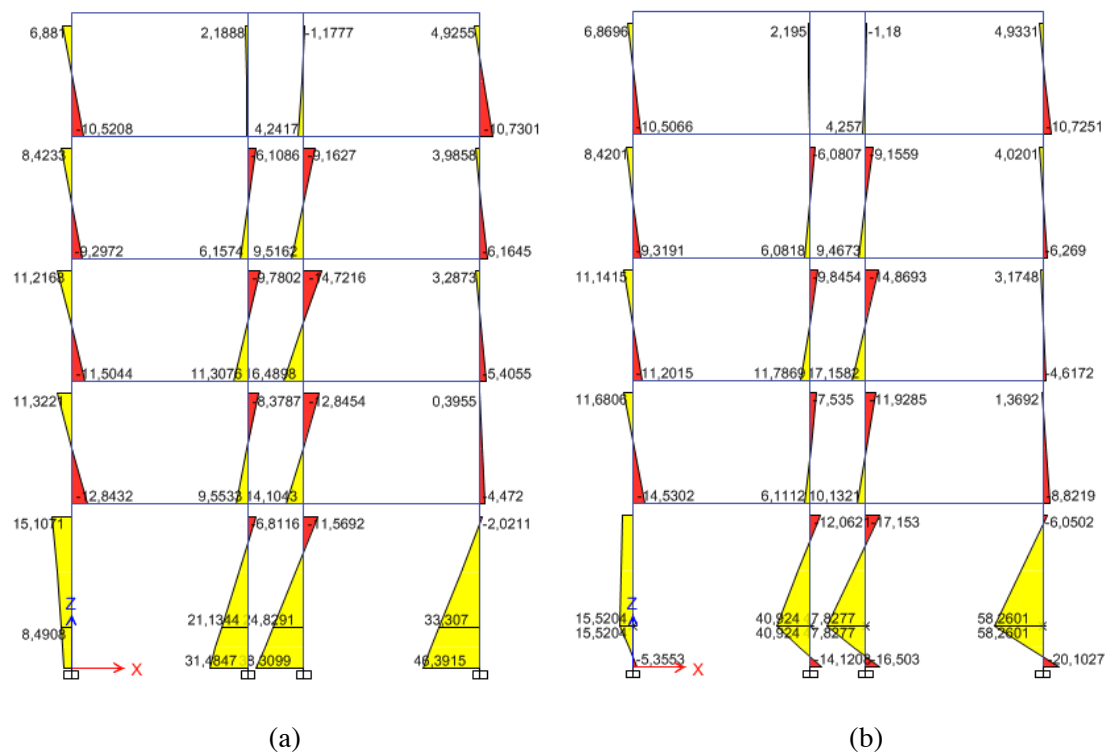


Figura A.53 Diagrama de momentos flectores 2-2. (a) Edificio 5B-S. (b) Edificio 5B-C

A.2.6 Análisis mediante el método de las fuerzas estáticas equivalentes (EC-8)

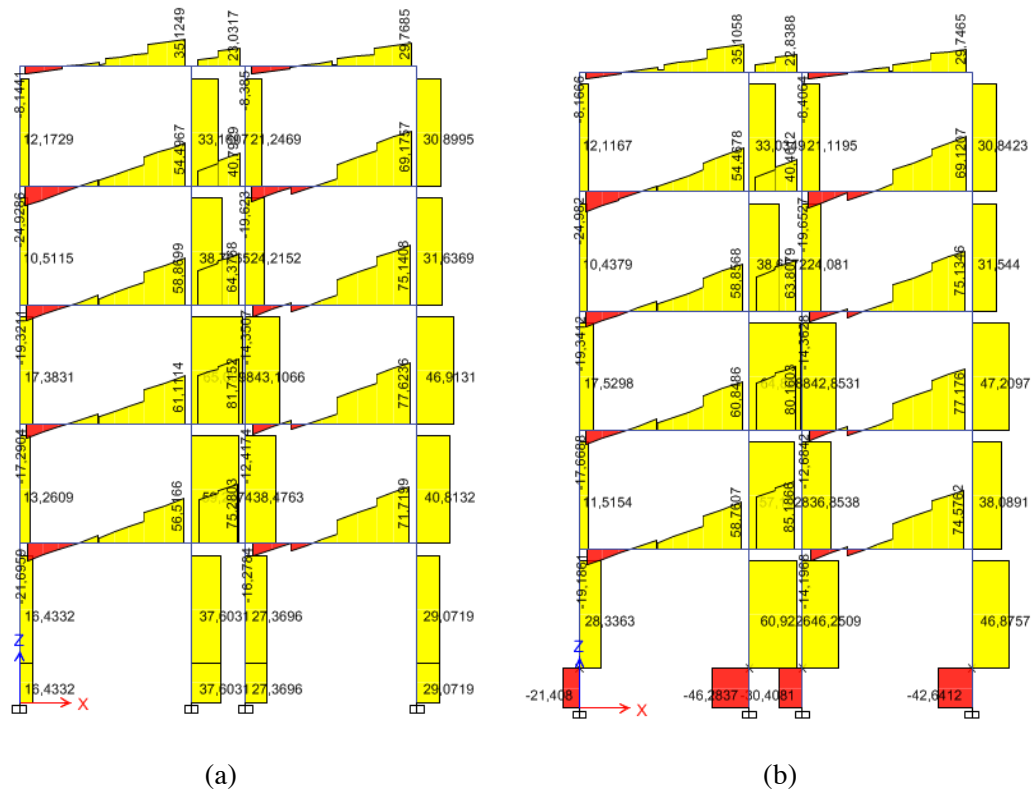


Figura A.54 Diagrama de esfuerzos cortantes 2-2. (a) Edificio 5B-S. (b) Edificio 5B-C

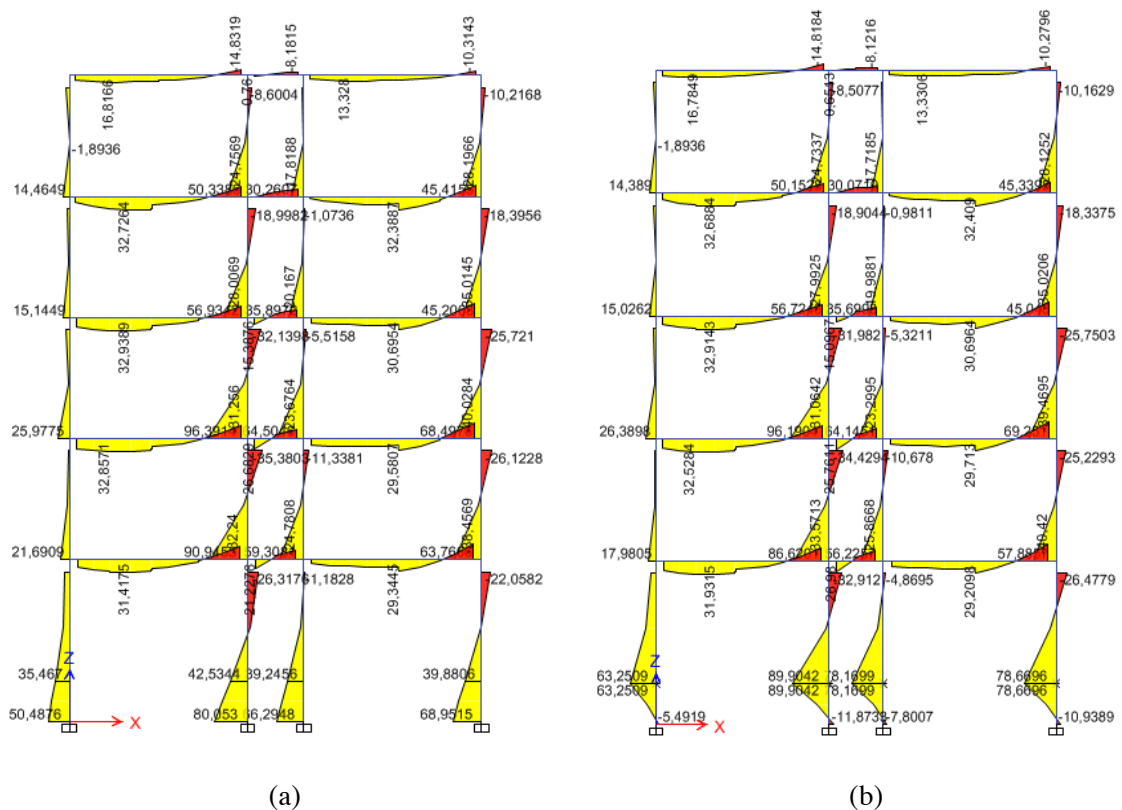


Figura A.55 Diagrama de momentos flectores 3-3. (a) Edificio 5B-S. (b) Edificio 5B-C

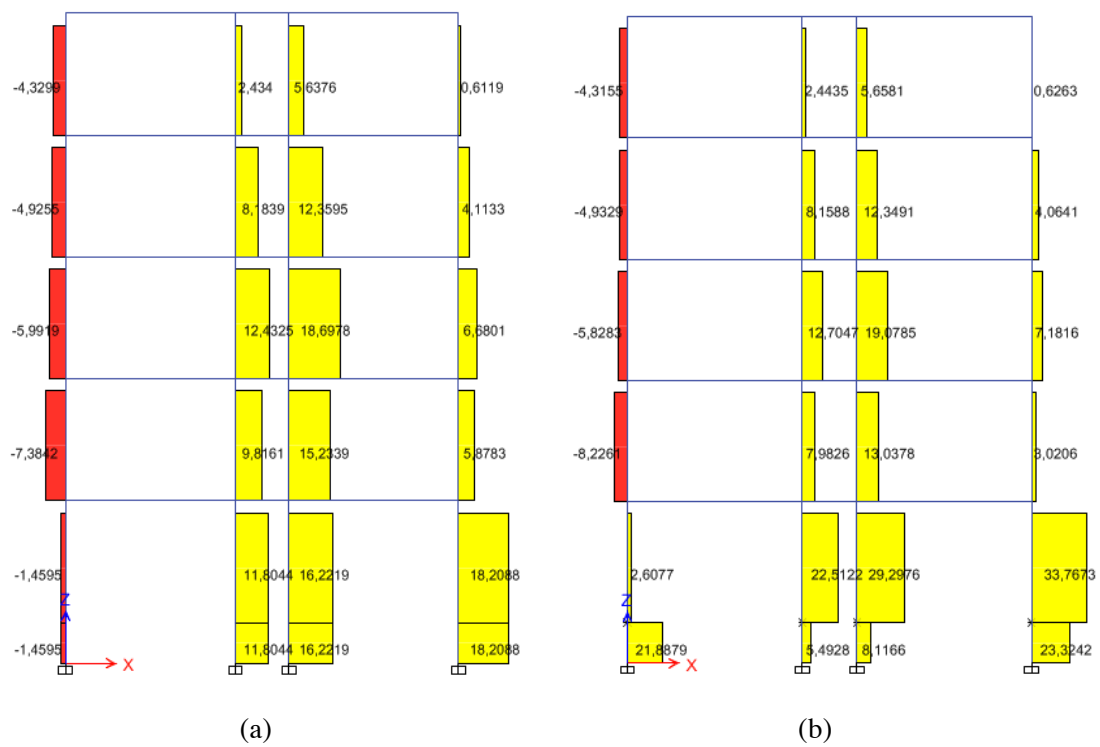


Figura A.56 Diagrama de esfuerzos cortantes 3-3. (a) Edificio 5B-S. (b) Edificio 5B-C

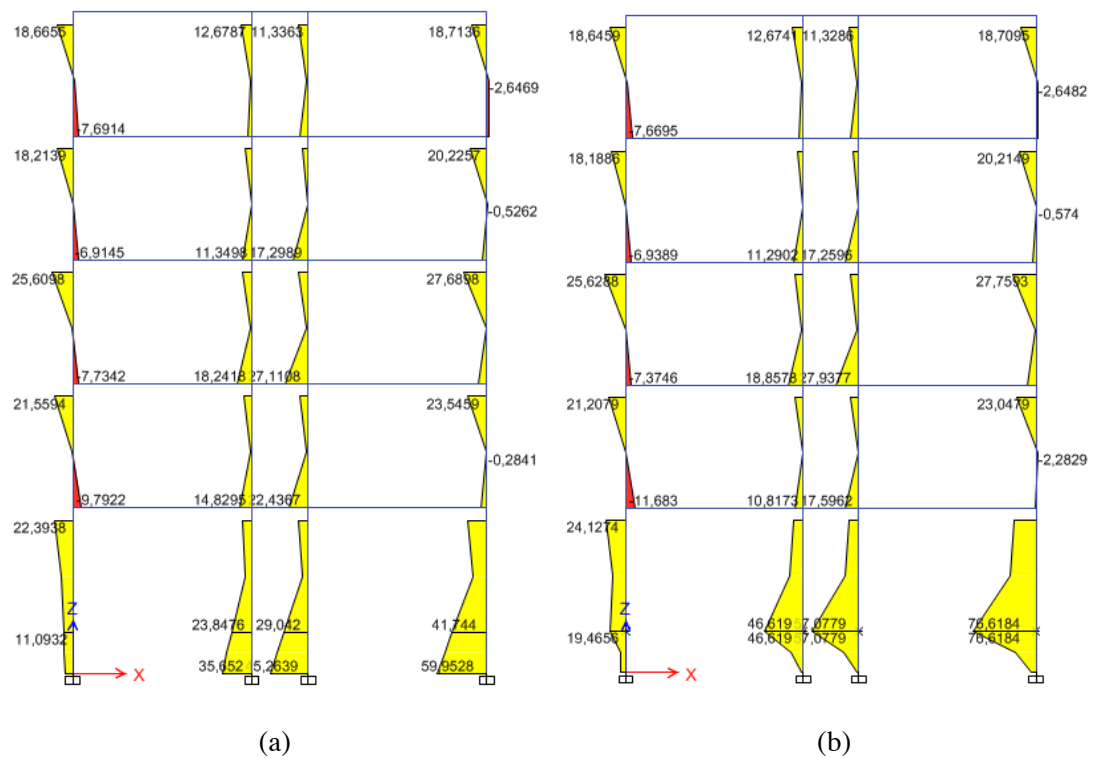


Figura A.57 Diagrama de momentos flectores 2-2. (a) Edificio 5B-S. (b) Edificio 5B-C

A.2.7 Análisis dinámico lineal

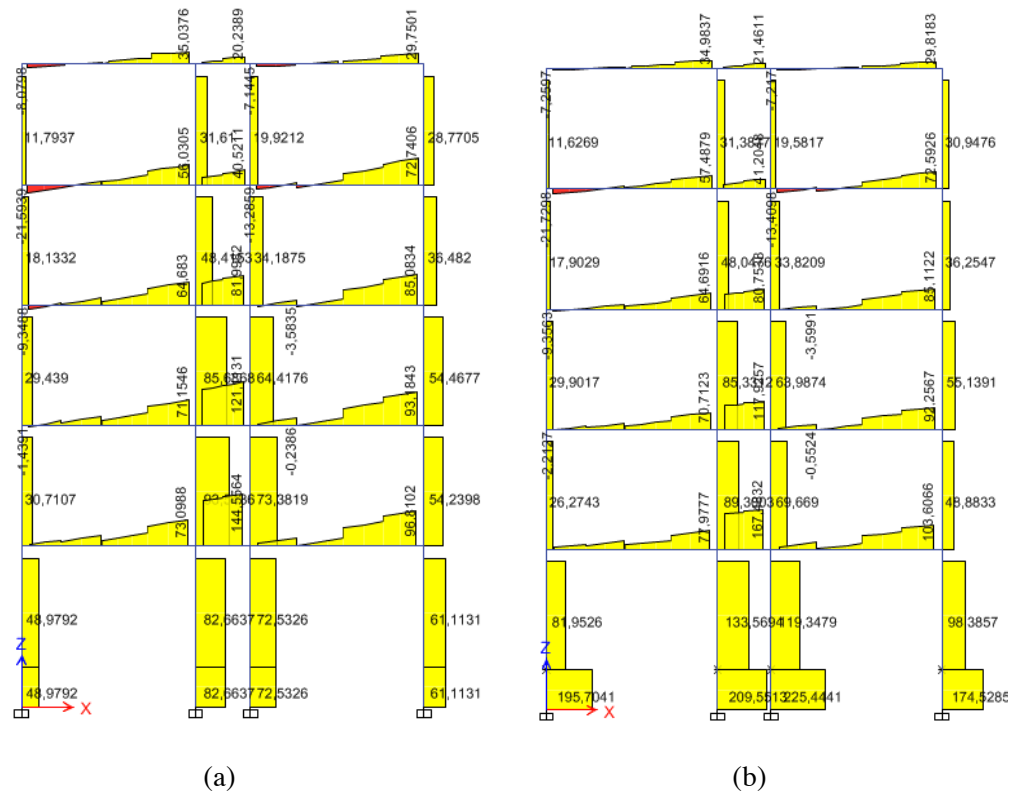


Figura A.58 Diagrama de esfuerzos cortantes 2-2. (a) Edificio 5B-S. (b) Edificio 5B-C

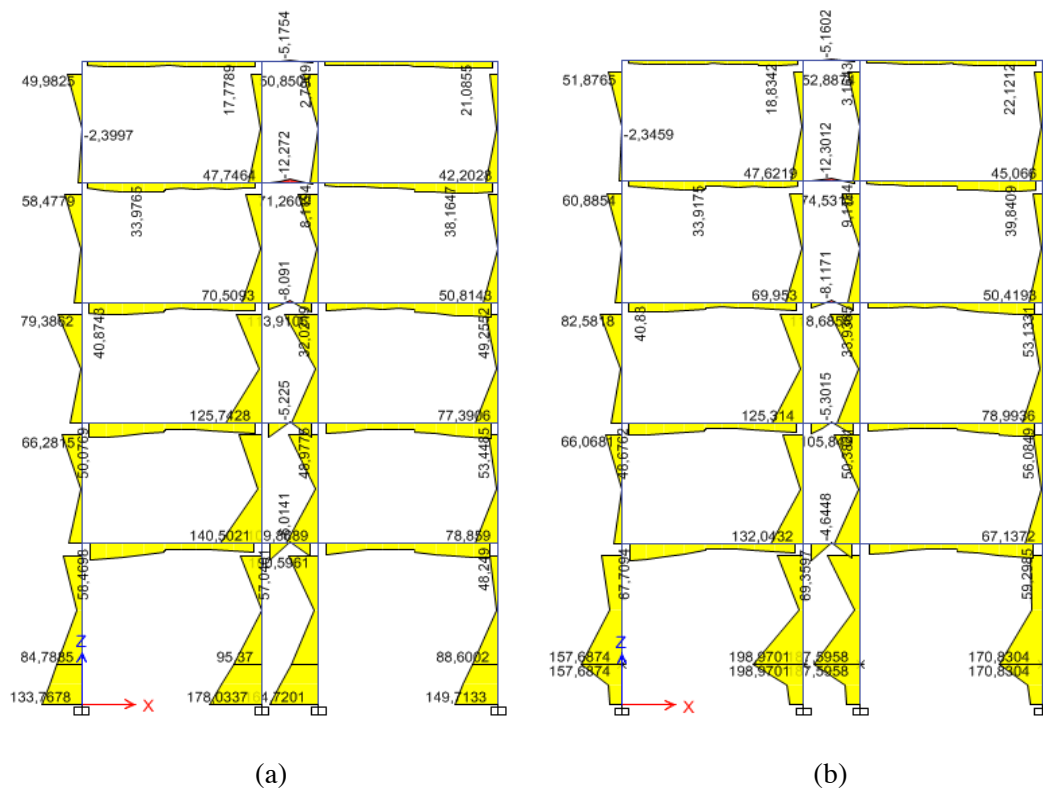


Figura A.59 Diagrama de momentos flectores 3-3. (a) Edificio 5B-S. (b) Edificio 5B-C

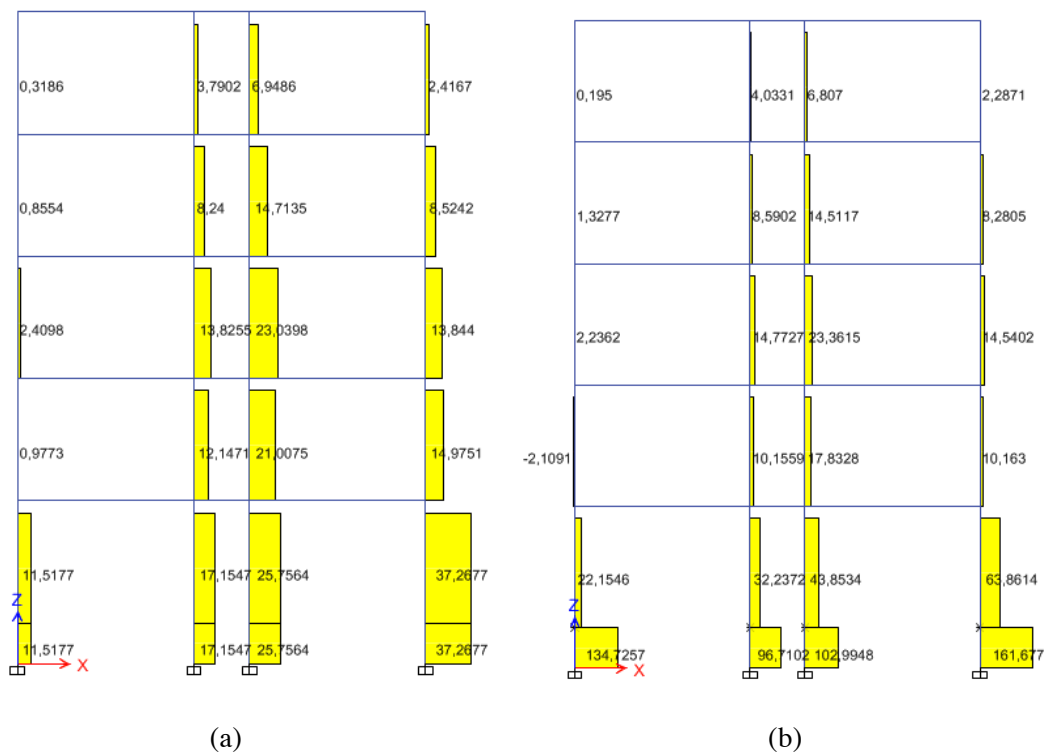


Figura A.60 Diagrama de esfuerzos cortantes 3-3. (a) Edificio 5B-S. (b) Edificio 5B-C

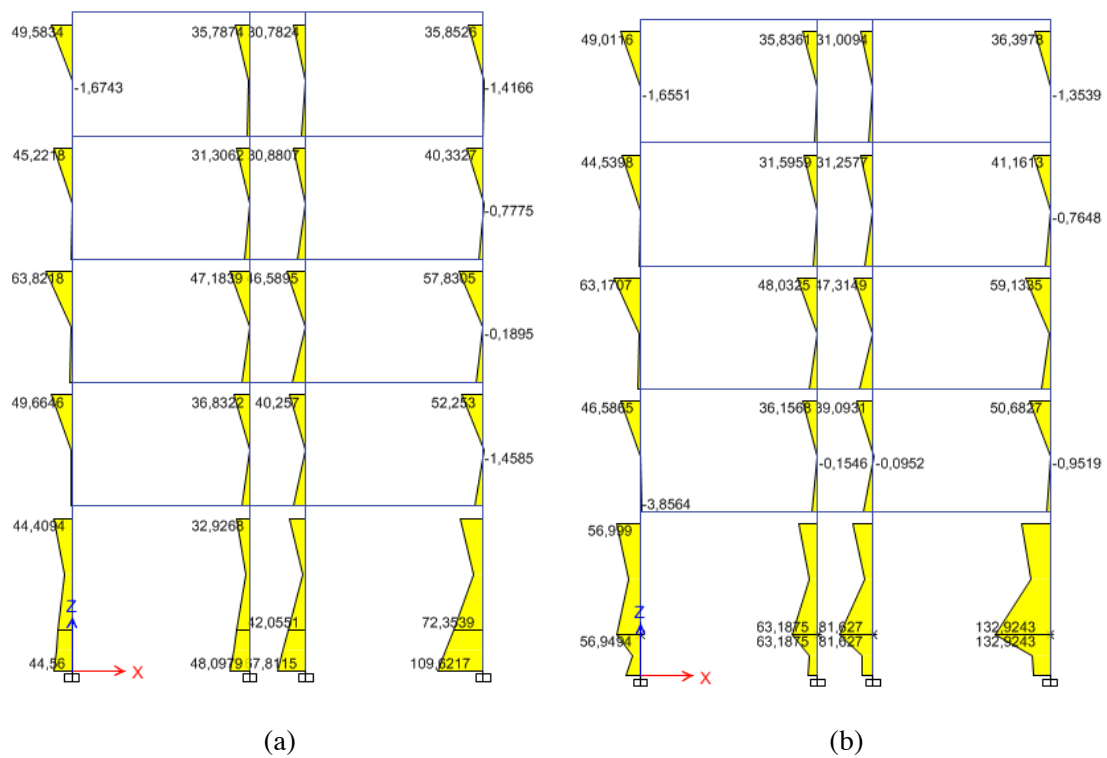


Figura A.61 Diagrama de momentos flectores 2-2. (a) Edificio 5B-S. (b) Edificio 5B-C

A.2.8 Análisis dinámico no lineal

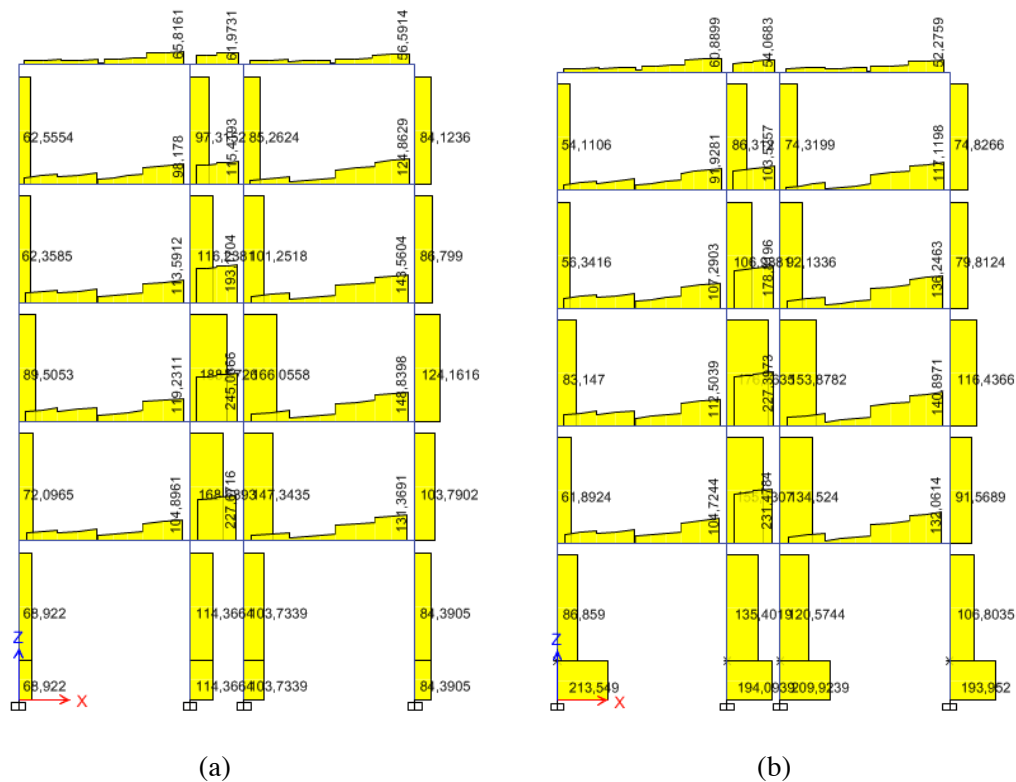


Figura A.62 Diagrama de esfuerzos cortantes 2-2. (a) Edificio 5B-S. (b) Edificio 5B-C

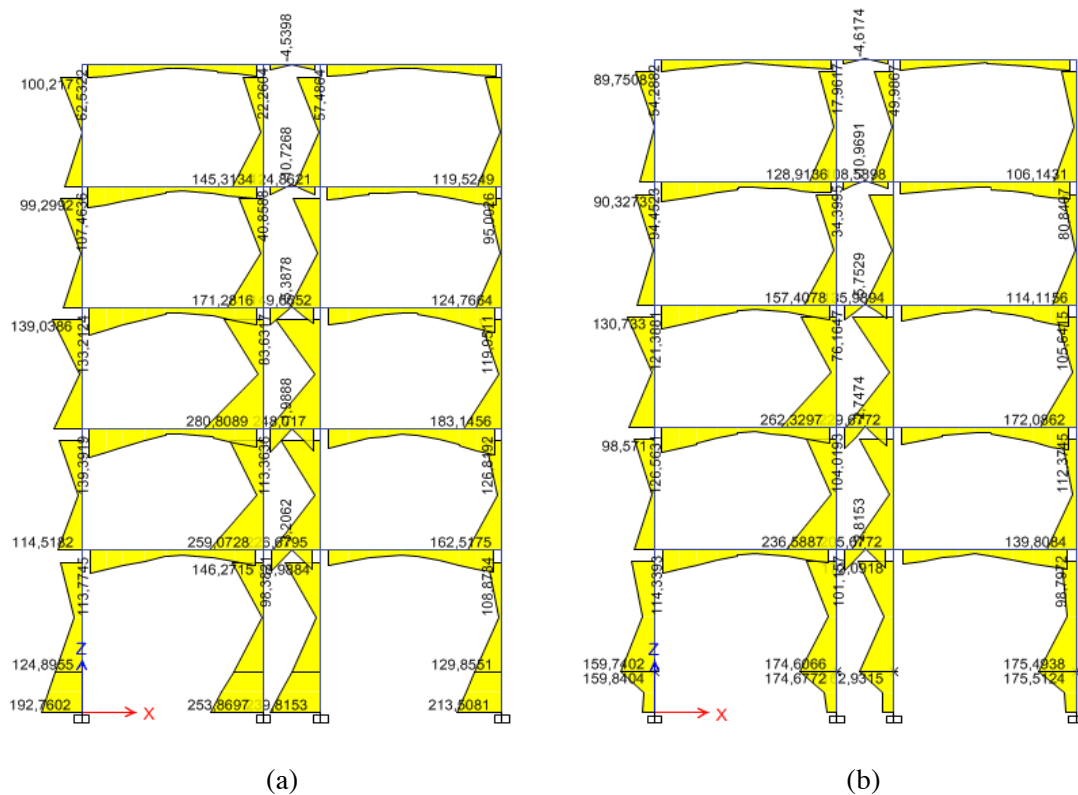


Figura A.63 Diagrama de momentos flectores 3-3. (a) Edificio 5B-S. (b) Edificio 5B-C

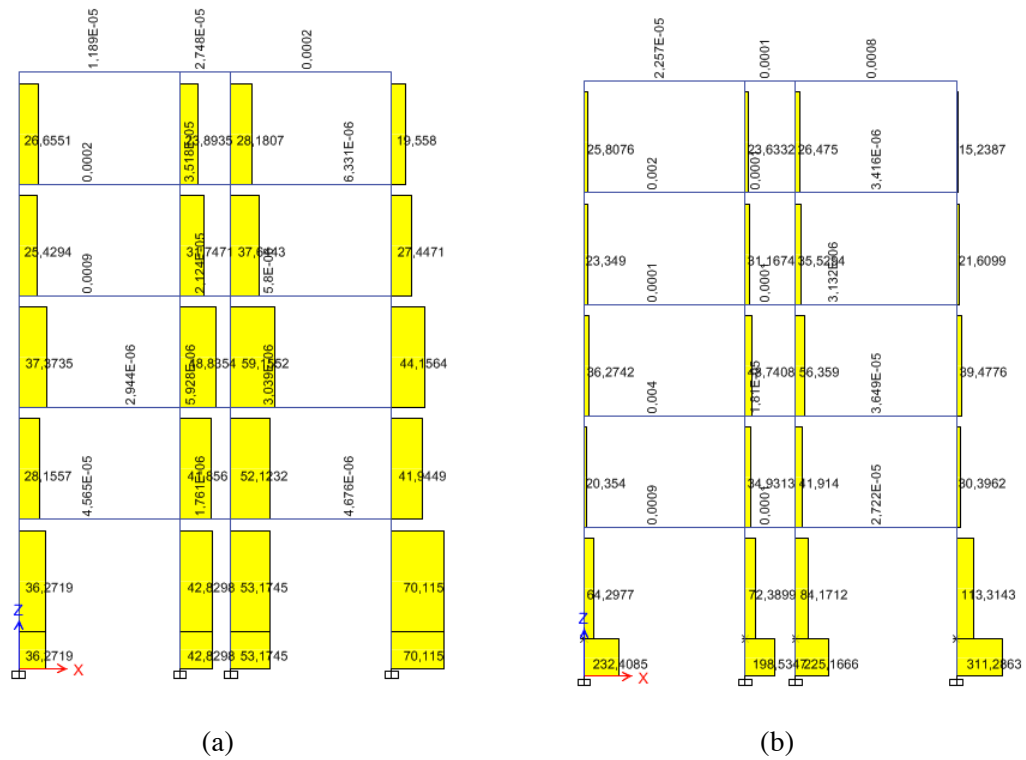


Figura A.64 Diagrama de esfuerzos cortantes 3-3. (a) Edificio 5B-S. (b) Edificio 5B-C

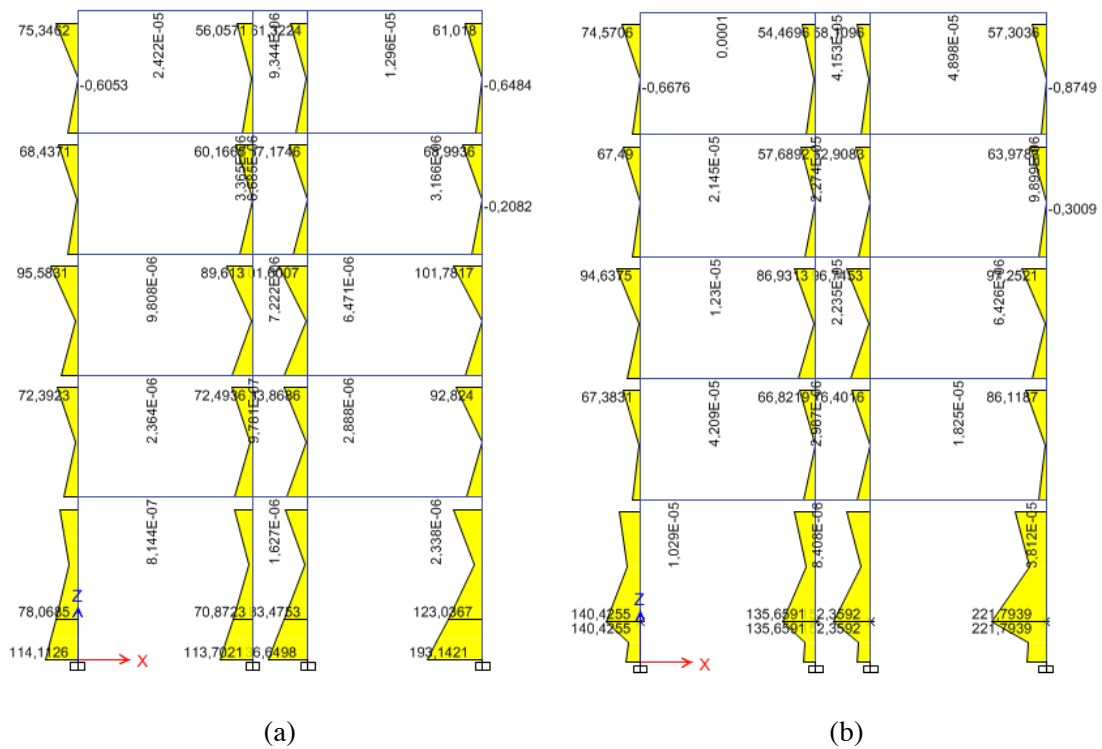


Figura A.65 Diagrama de momentos flectores 2-2. (a) Edificio 5B-S. (b) Edificio 5B-C

A.3 EDIFICIO TIPO 9U-S Y 9U-C

A.3.1 Análisis modal espectral según la norma NCSE-02

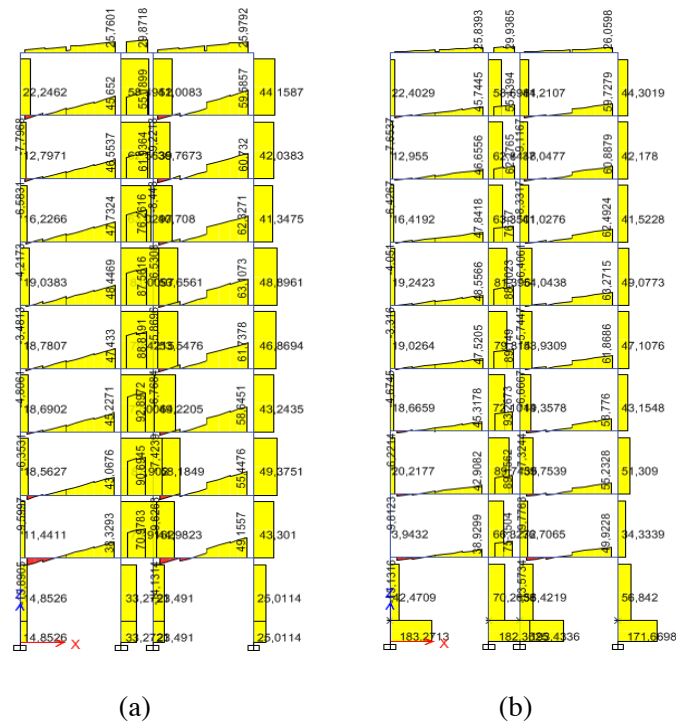


Figura A.66 Diagrama de esfuerzos cortantes 2-2. (a) Edificio 9U-S. (b) Edificio 9U-C



Figura A.67 Diagrama de momentos flectores 3-3. (a) Edificio 9U-S. (b) Edificio 9U-C

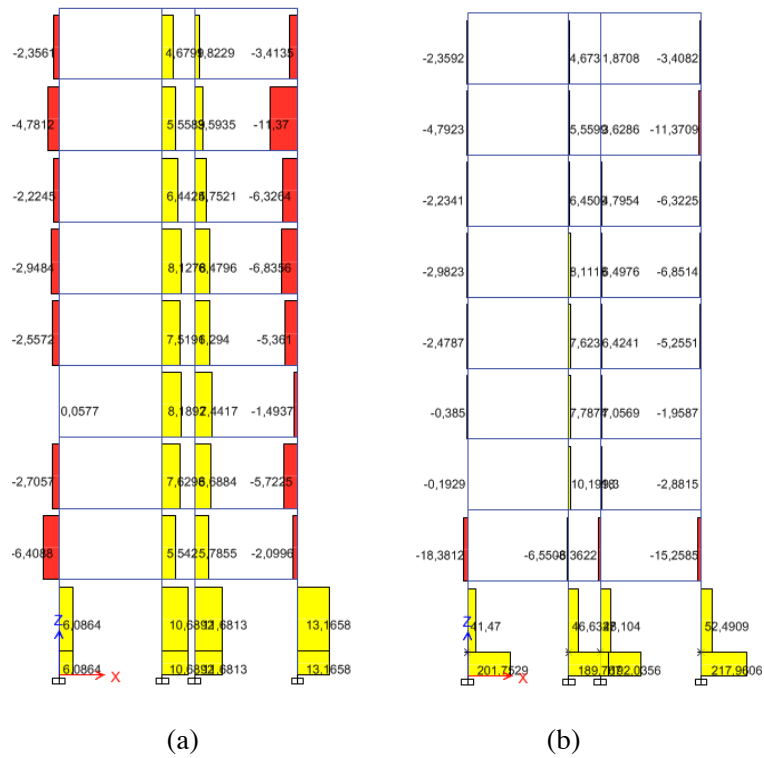


Figura A.68 Diagrama de esfuerzos cortantes 3-3. (a) Edificio 9U-S. (b) Edificio 9U-C

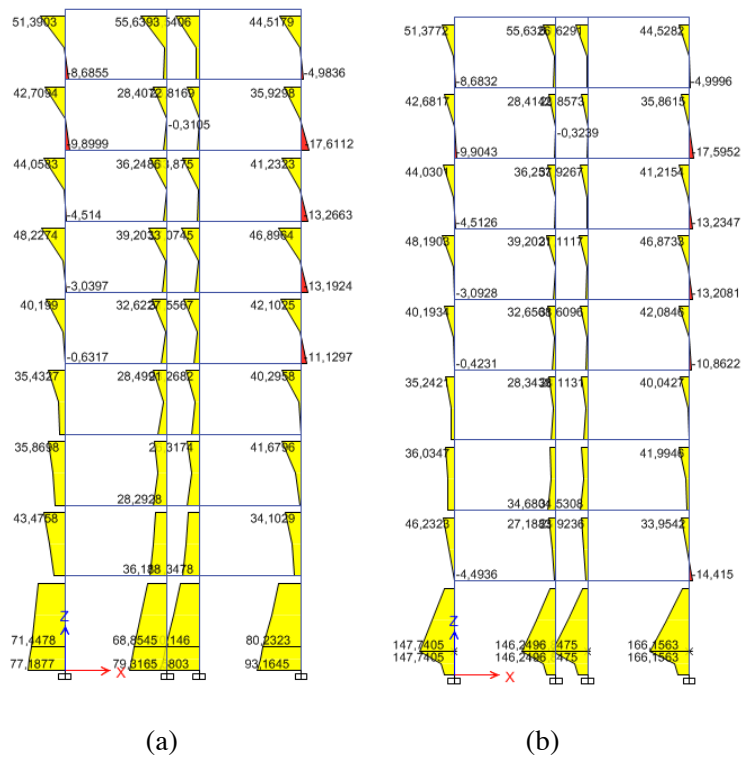


Figura A.69 Diagrama de momentos flectores 2-2. (a) Edificio 9U-S. (b) Edificio 9U-C

A.3.2 Análisis modal espectral según la norma NCSE-02 en revisión

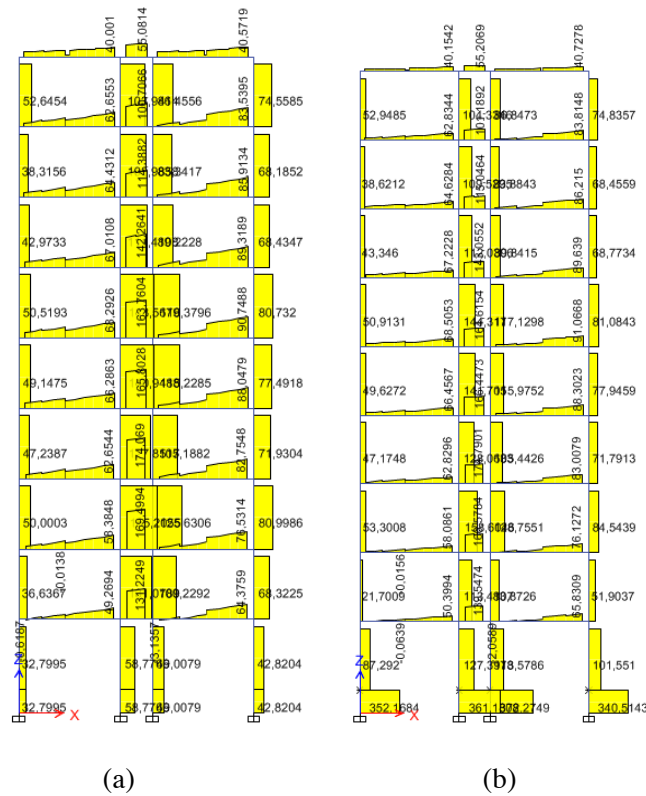


Figura A.70 Diagrama de esfuerzos cortantes 2-2. (a) Edificio 9U-S. (b) Edificio 9U-C

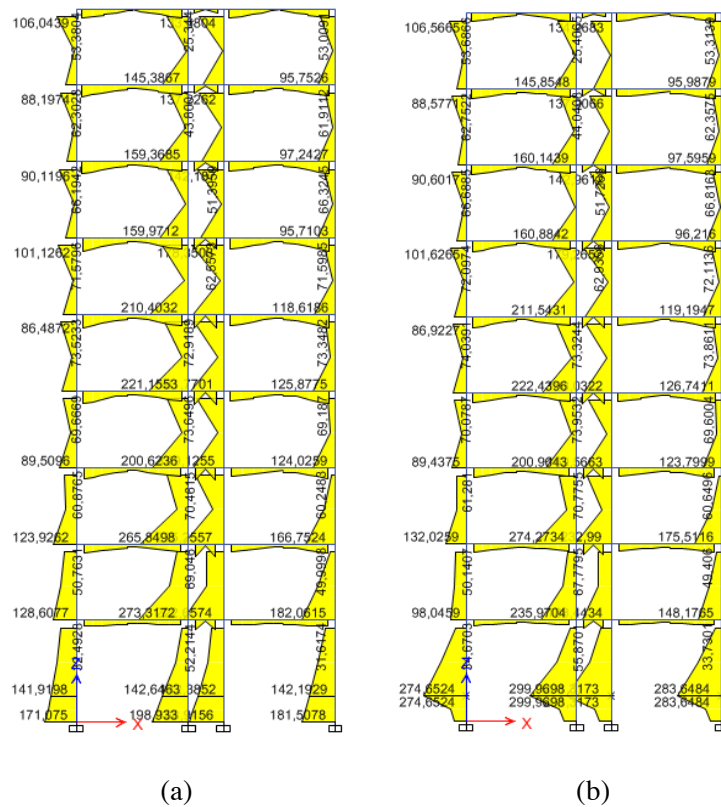


Figura A.71 Diagrama de momentos flectores 3-3. (a) Edificio 9U-S. (b) Edificio 9U-C

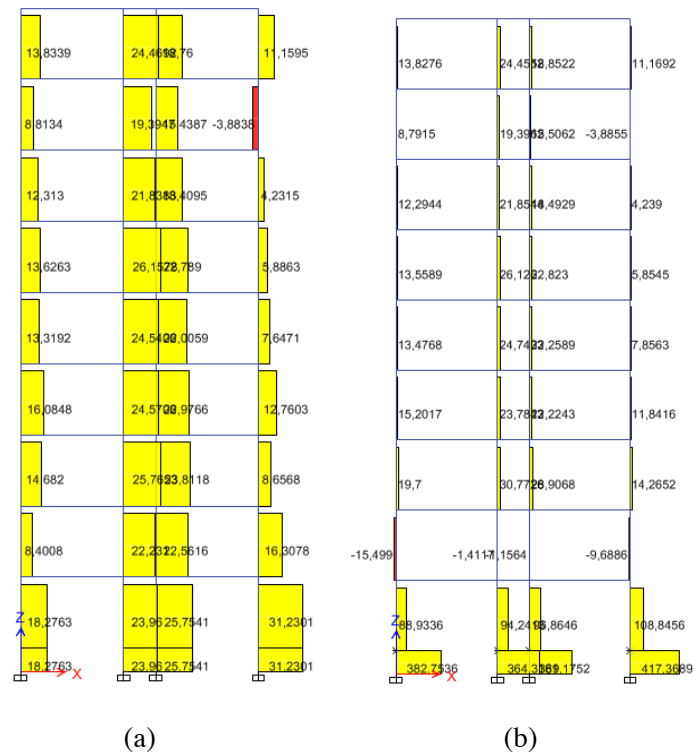


Figura A.72 Diagrama de esfuerzos cortantes 3-3. (a) Edificio 9U-S. (b) Edificio 9U-C

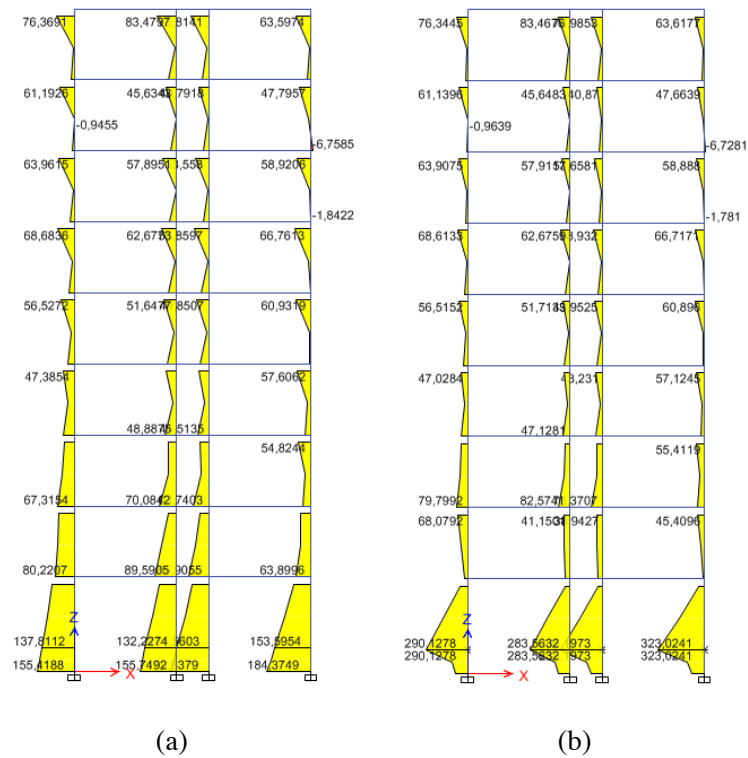


Figura A.73 Diagrama de momentos flectores 2-2. (a) Edificio 9U-S. (b) Edificio 9U-C

A.3.3 Análisis modal espectral según el espectro tipo 1 del EC-8

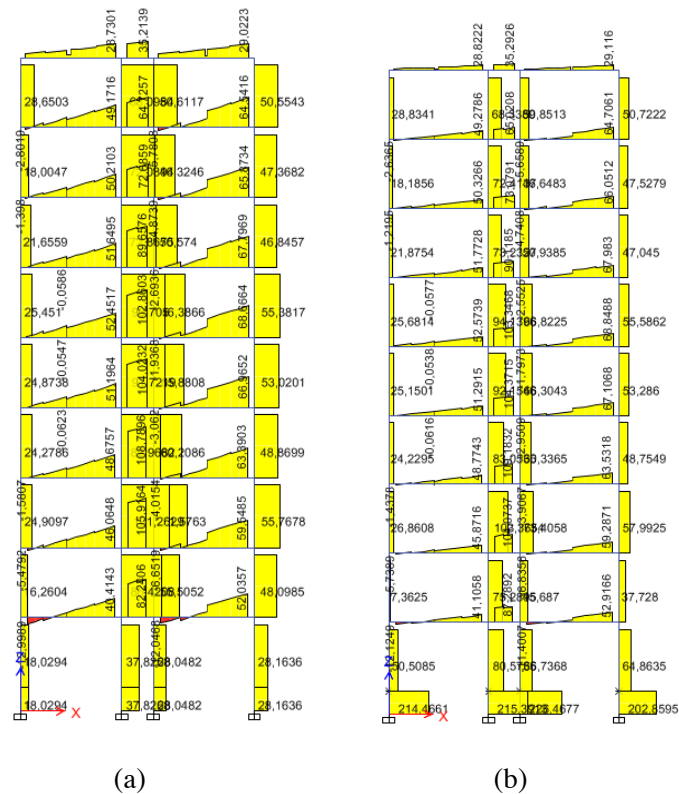


Figura A.74 Diagrama de esfuerzos cortantes 2-2. (a) Edificio 9U-S. (b) Edificio 9U-C

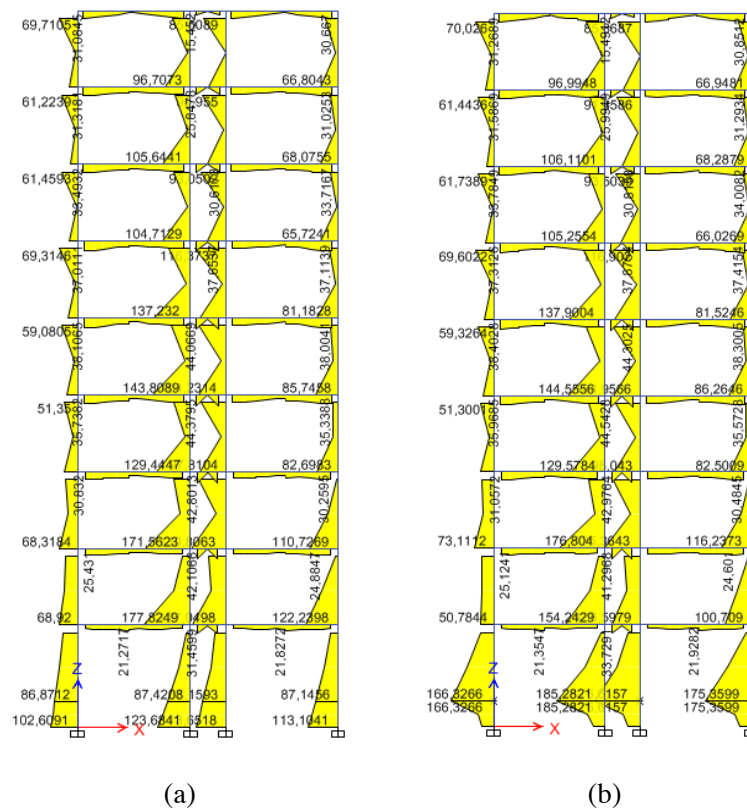


Figura A.75 Diagrama de momentos flectores 3-3. (a) Edificio 9U-S. (b) Edificio 9U-C

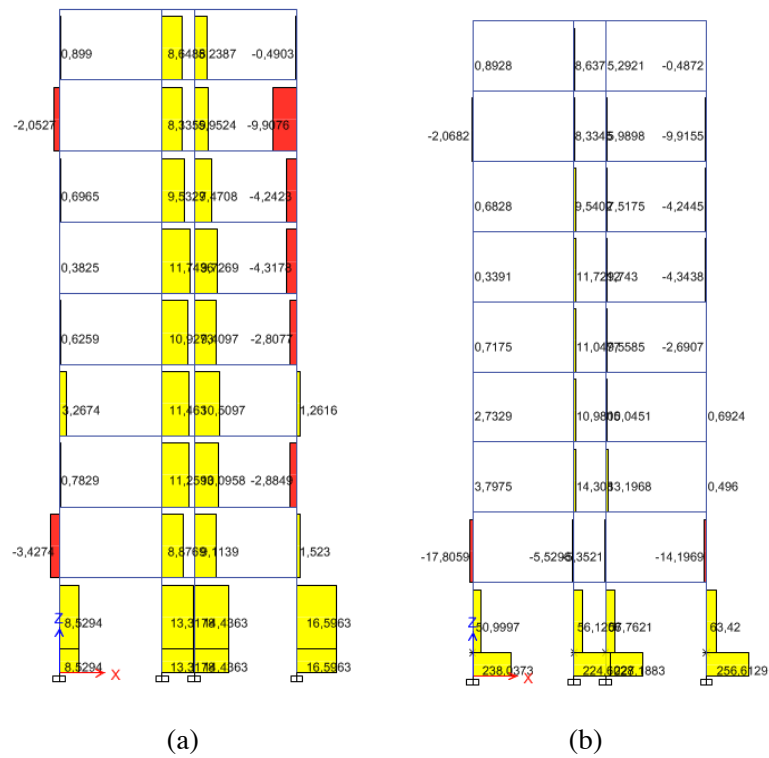


Figura A.76 Diagrama de esfuerzos cortantes 3-3. (a) Edificio 9U-S. (b) Edificio 9U-C

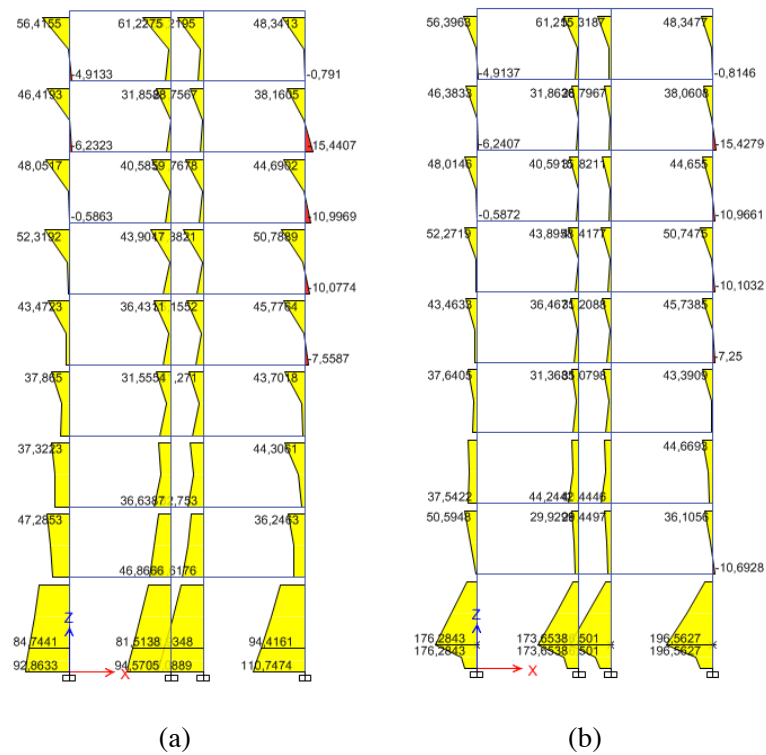


Figura A.77 Diagrama de momentos flectores 2-2. (a) Edificio 9U-S. (b) Edificio 9U-C

A.3.4 Análisis modal espectral según el espectro tipo 2 del EC-8

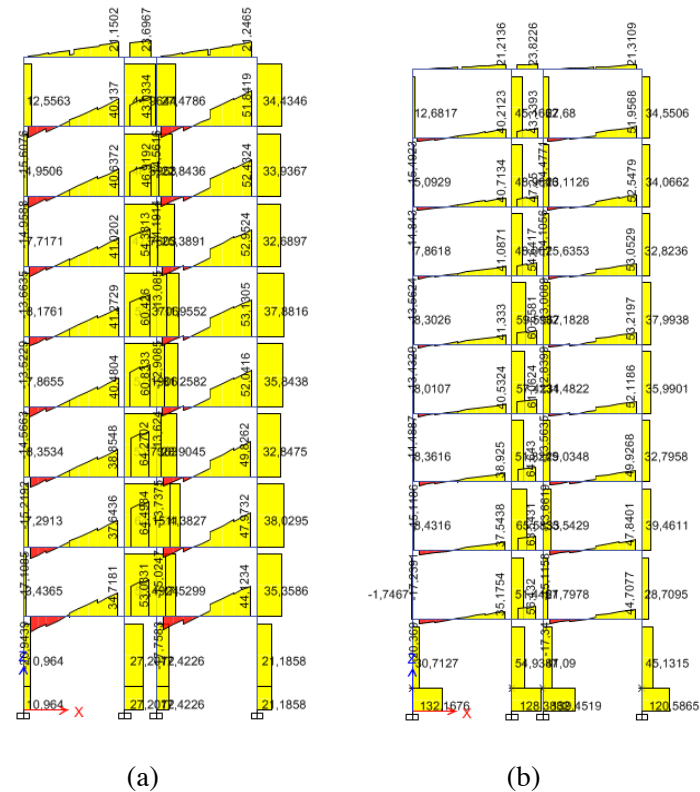


Figura A.78 Diagrama de esfuerzos cortantes 2-2. (a) Edificio 9U-S. (b) Edificio 9U-C

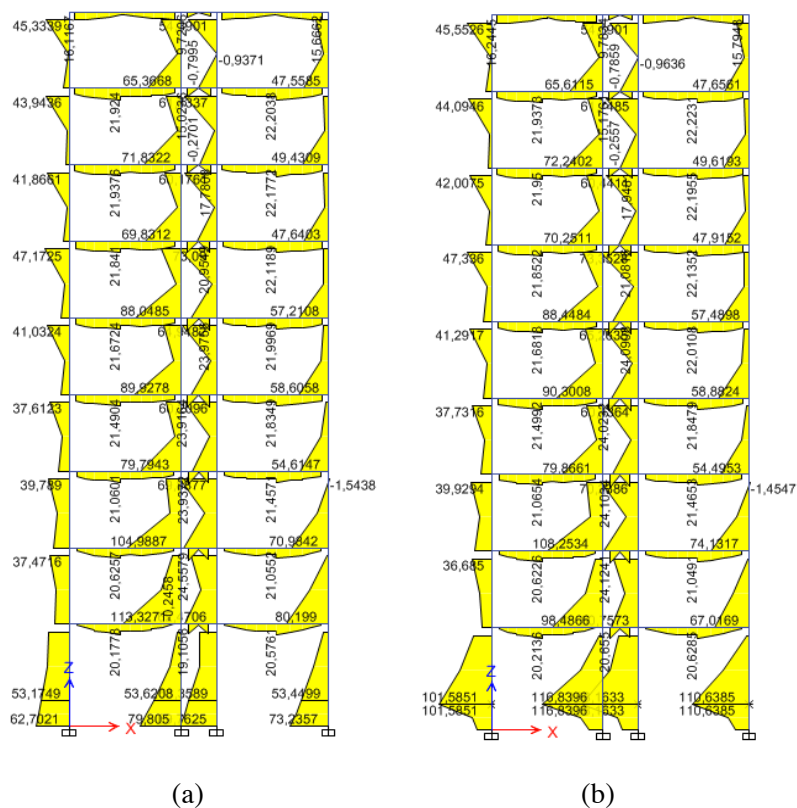


Figura A.79 Diagrama de momentos flectores 3-3. (a) Edificio 9U-S. (b) Edificio 9U-C

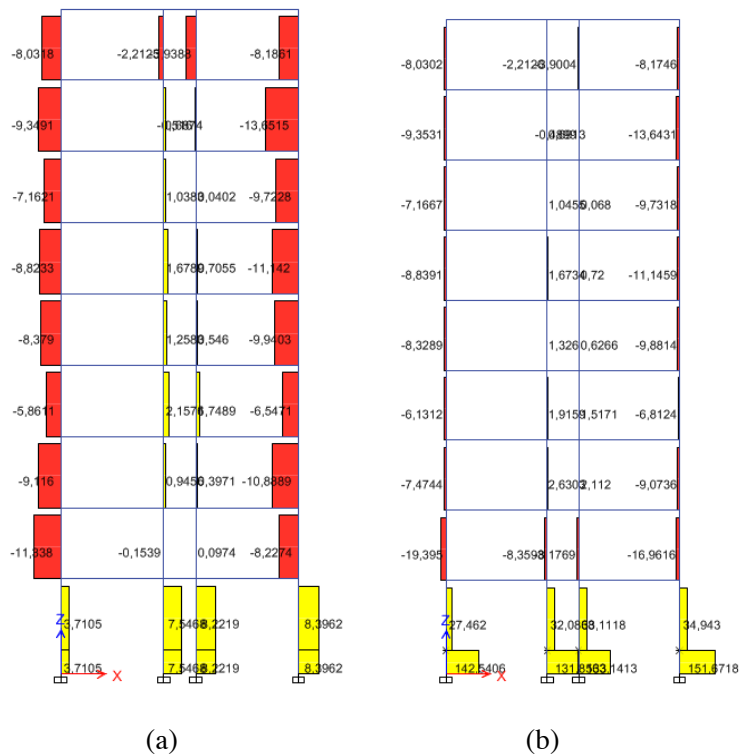


Figura A.80 Diagrama de esfuerzos cortantes 3-3. (a) Edificio 9U-S. (b) Edificio 9U-C

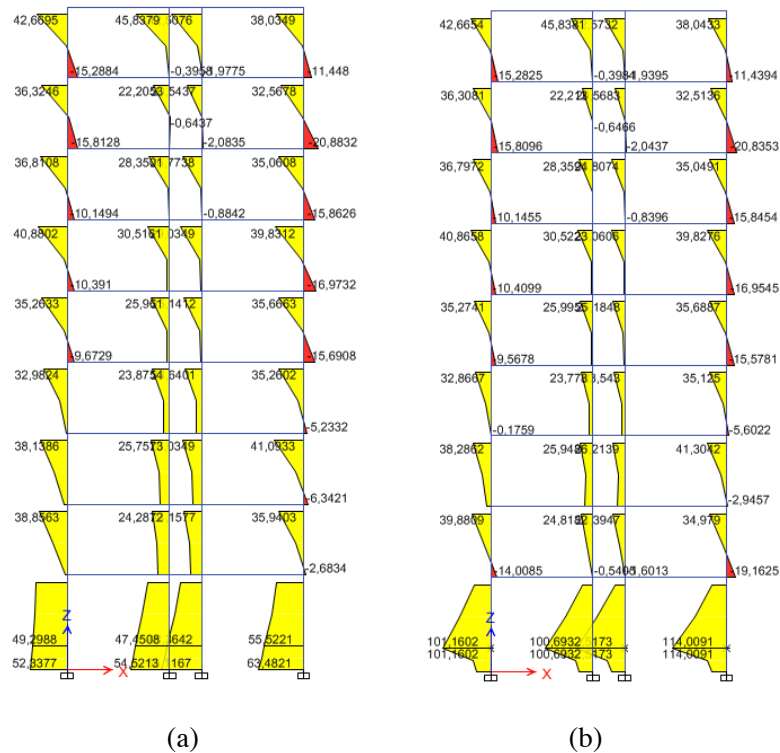


Figura A.81 Diagrama de momentos flectores 2-2. (a) Edificio 9U-S. (b) Edificio 9U-C

A.3.5 Análisis mediante el método de las fuerzas estáticas equivalentes (NCSE-02)



Figura A.82 Diagrama de esfuerzos cortantes 2-2. (a) Edificio 9U-S. (b) Edificio 9U-C

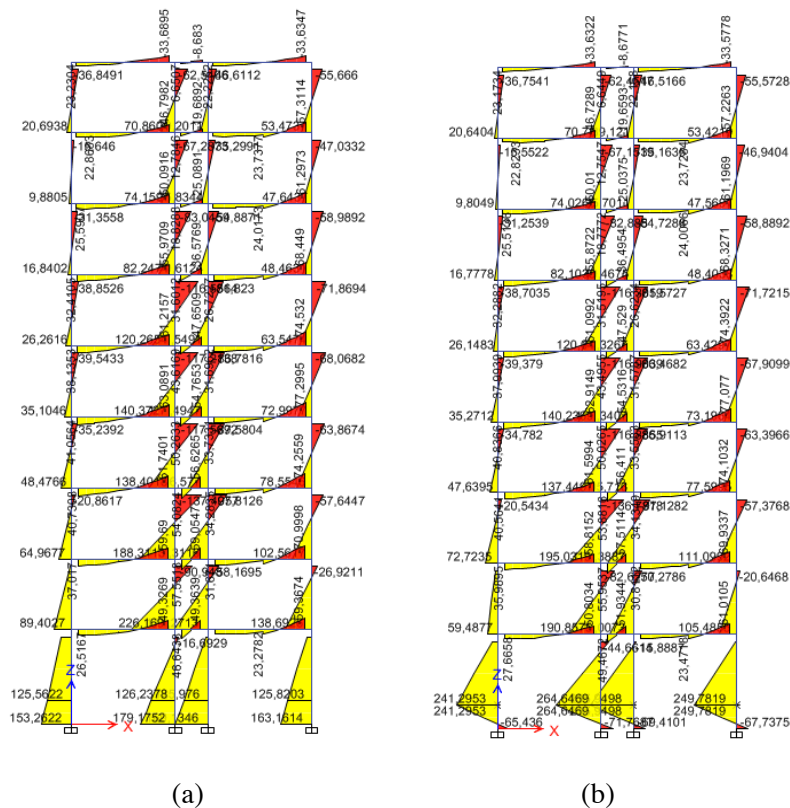


Figura A.83 Diagrama de momentos flectores 3-3. (a) Edificio 9U-S. (b) Edificio 9U-C

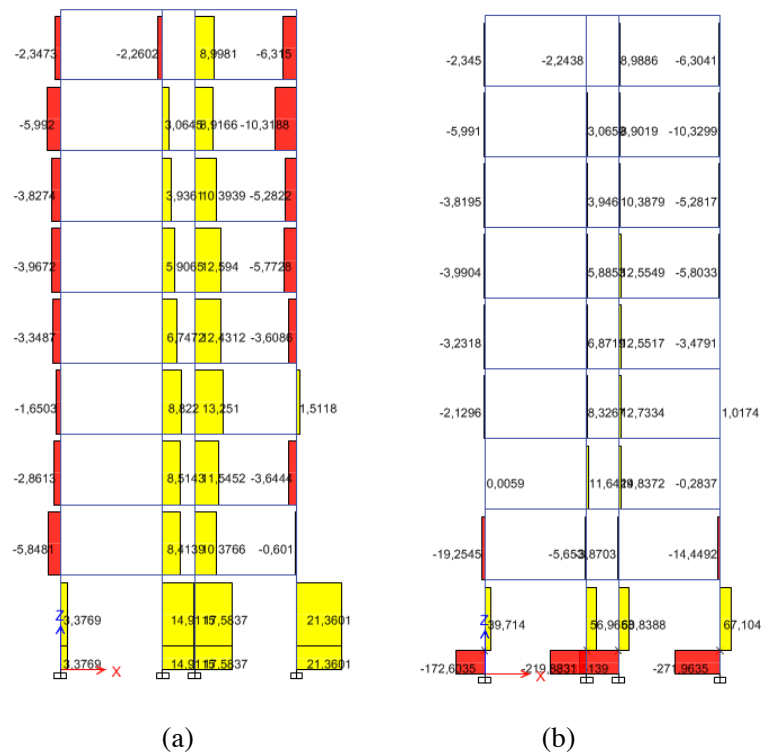


Figura A.84 Diagrama de esfuerzos cortantes 3-3. (a) Edificio 9U-S. (b) Edificio 9U-C

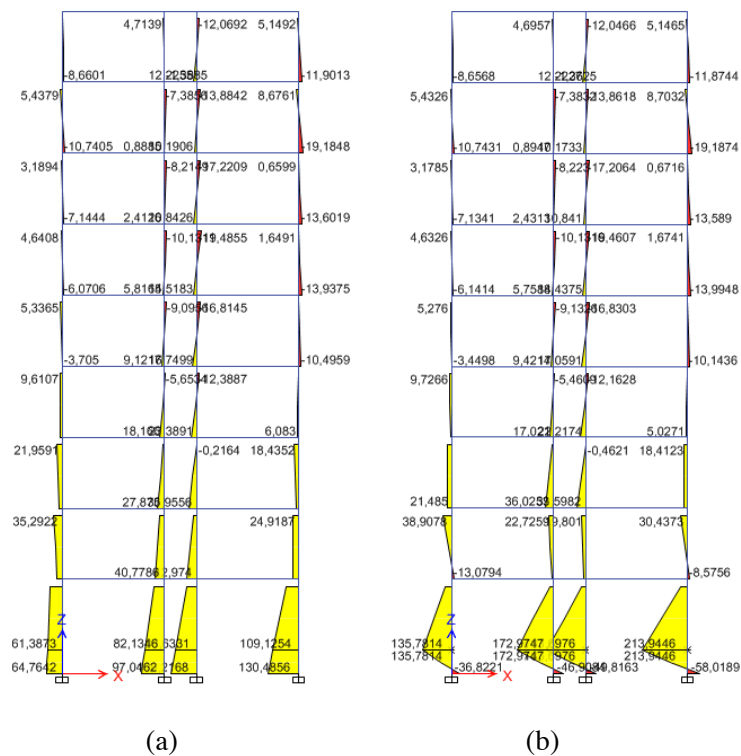


Figura A.85 Diagrama de momentos flectores 2-2. (a) Edificio 9U-S. (b) Edificio 9U-C

A.3.6 Análisis mediante el método de las fuerzas estáticas equivalentes (EC-8)

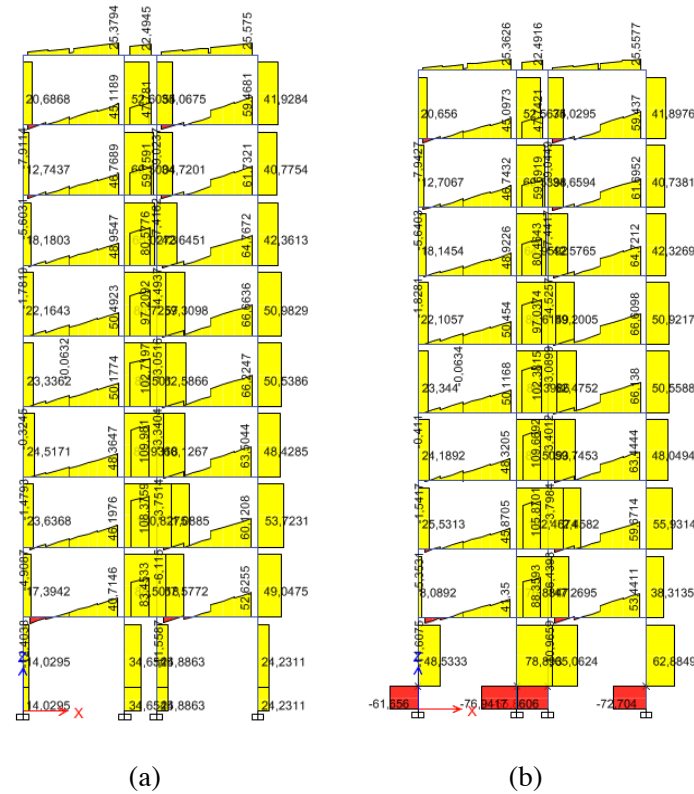


Figura A.86 Diagrama de esfuerzos cortantes 2-2. (a) Edificio 9U-S. (b) Edificio 9U-C

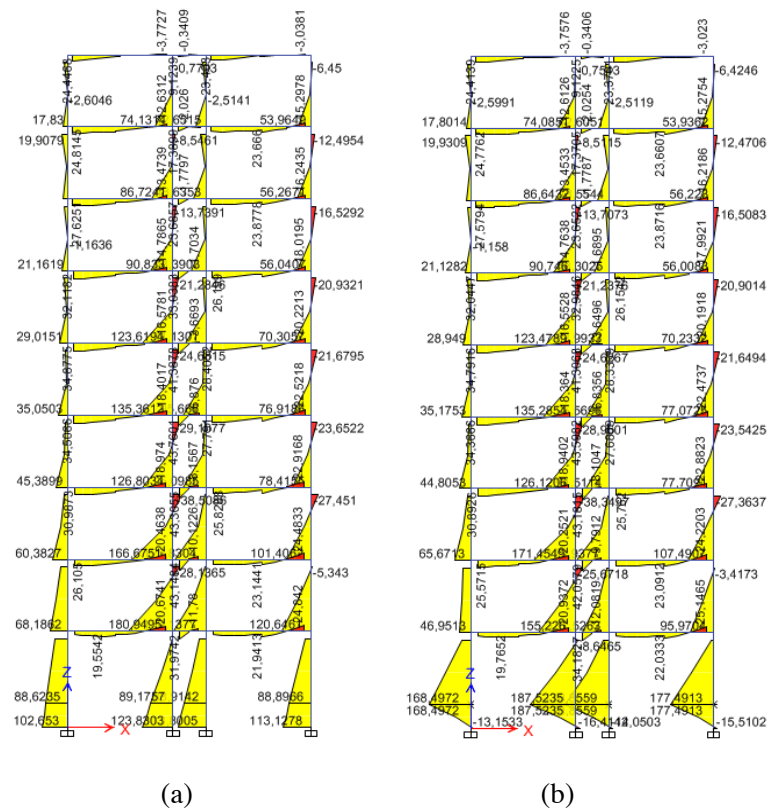


Figura A.87 Diagrama de momentos flectores 3-3. (a) Edificio 9U-S. (b) Edificio 9U-C

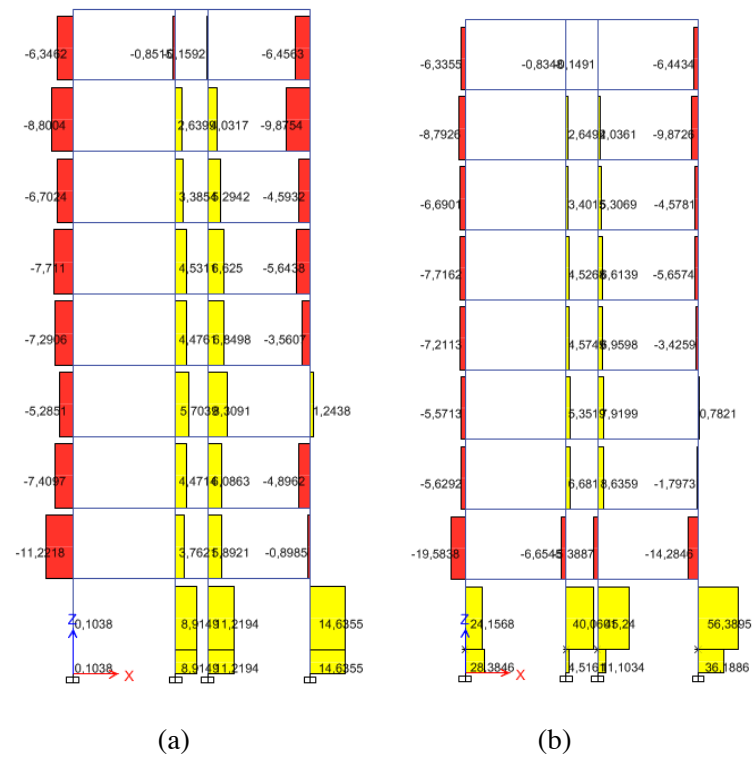


Figura A.88 Diagrama de esfuerzos cortantes 3-3. (a) Edificio 9U-S. (b) Edificio 9U-C

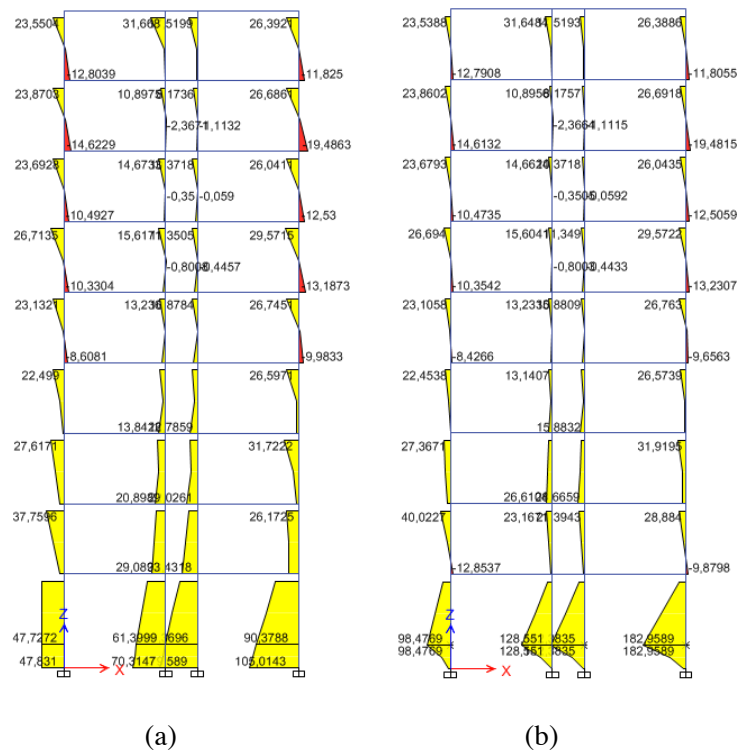


Figura A.89 Diagrama de momentos flectores 2-2. (a) Edificio 9U-S. (b) Edificio 9U-C

A.3.7 Análisis dinámico lineal

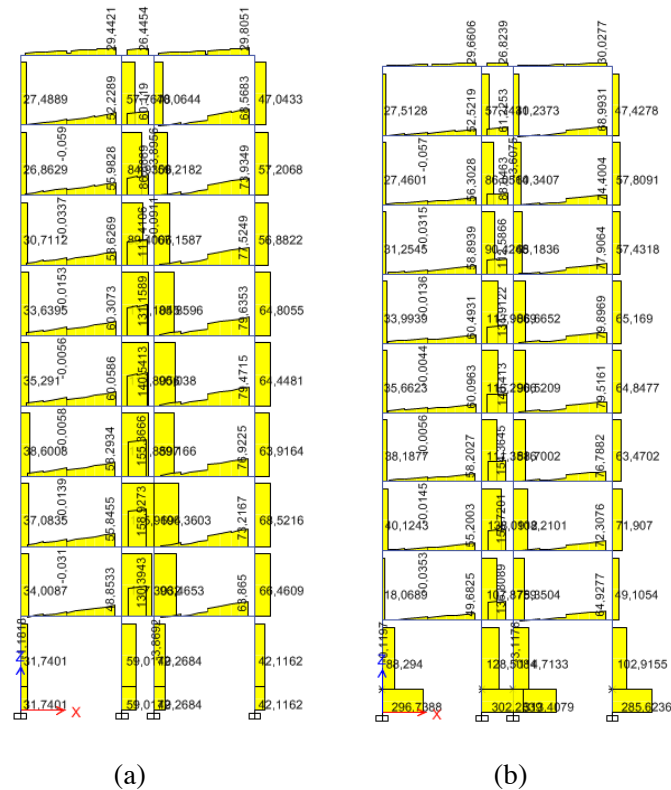


Figura A.90 Diagrama de esfuerzos cortantes 2-2. (a) Edificio 9U-S. (b) Edificio 9U-C

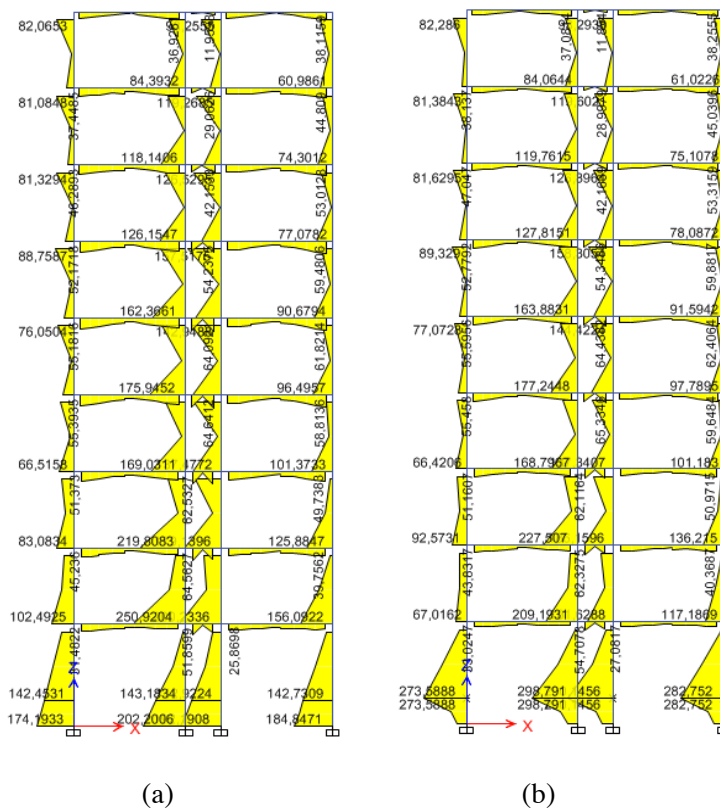


Figura A.91 Diagrama de momentos flectores 3-3. (a) Edificio 9U-S. (b) Edificio 9U-C

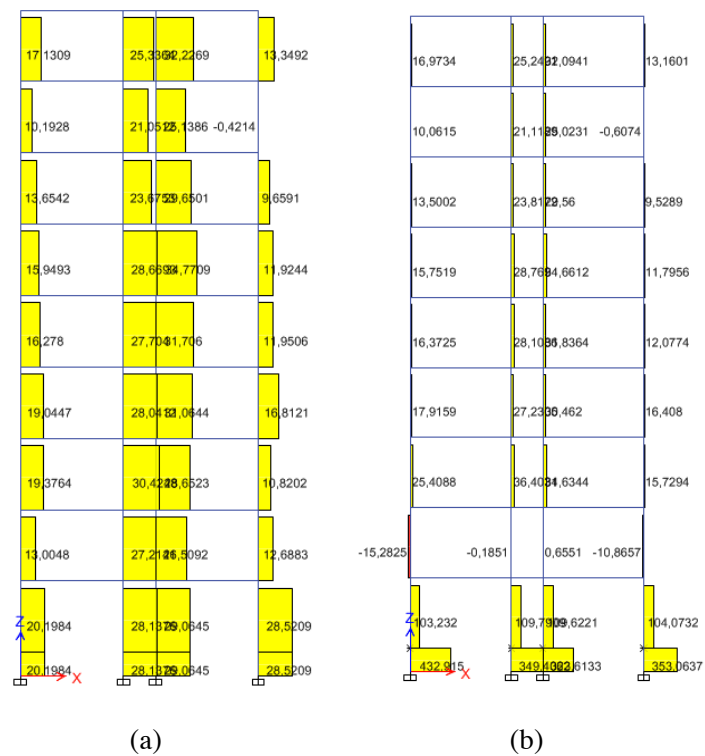


Figura A.92 Diagrama de esfuerzos cortantes 3-3. (a) Edificio 9U-S. (b) Edificio 9U-C

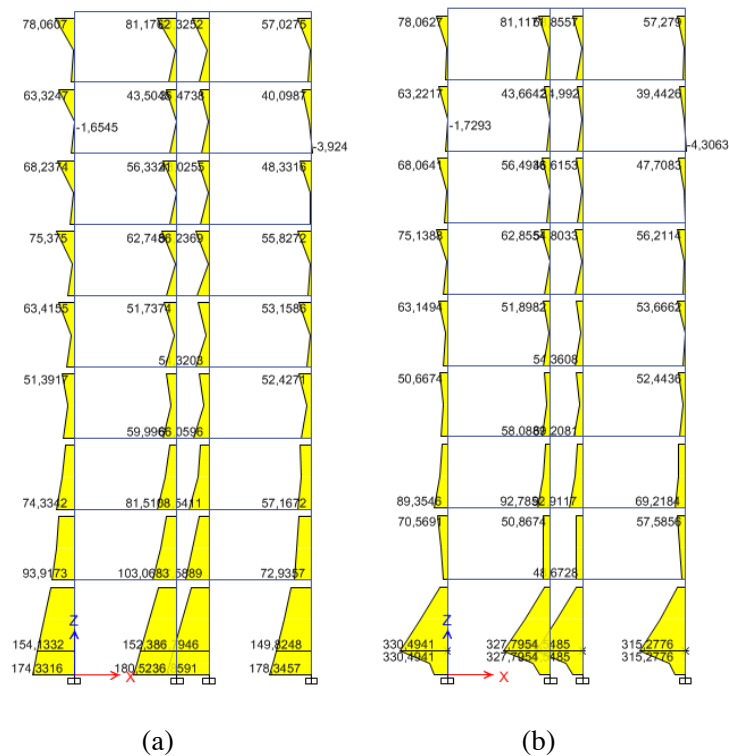


Figura A.93 Diagrama de momentos flectores 2-2. (a) Edificio 9U-S. (b) Edificio 9U-C

A.3.8 Análisis dinámico no lineal



Figura A.94 Diagrama de esfuerzos cortantes 2-2. (a) Edificio 9U-S. (b) Edificio 9U-C

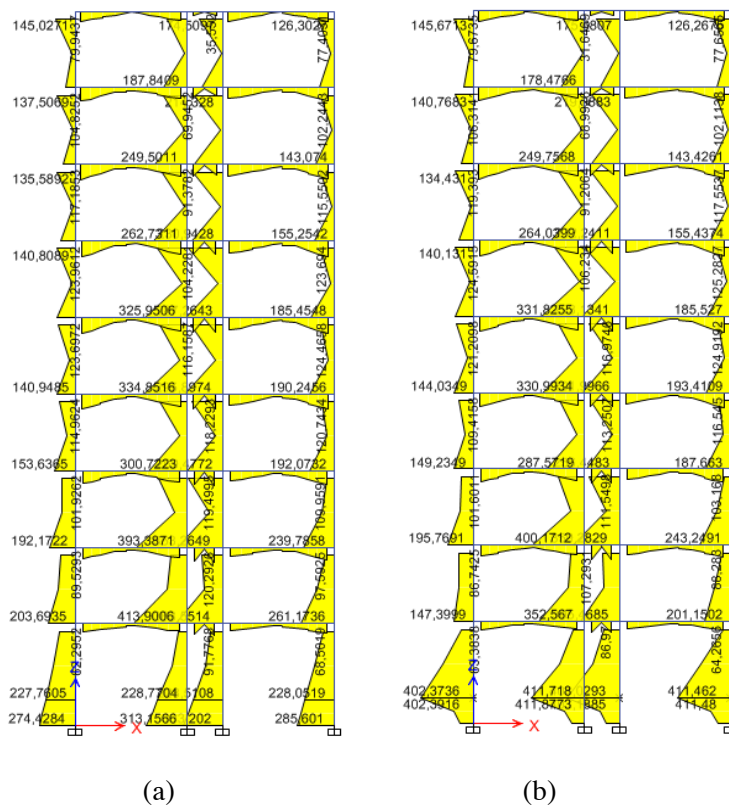


Figura A.95 Diagrama de momentos flectores 3-3. (a) Edificio 9U-S. (b) Edificio 9U-C

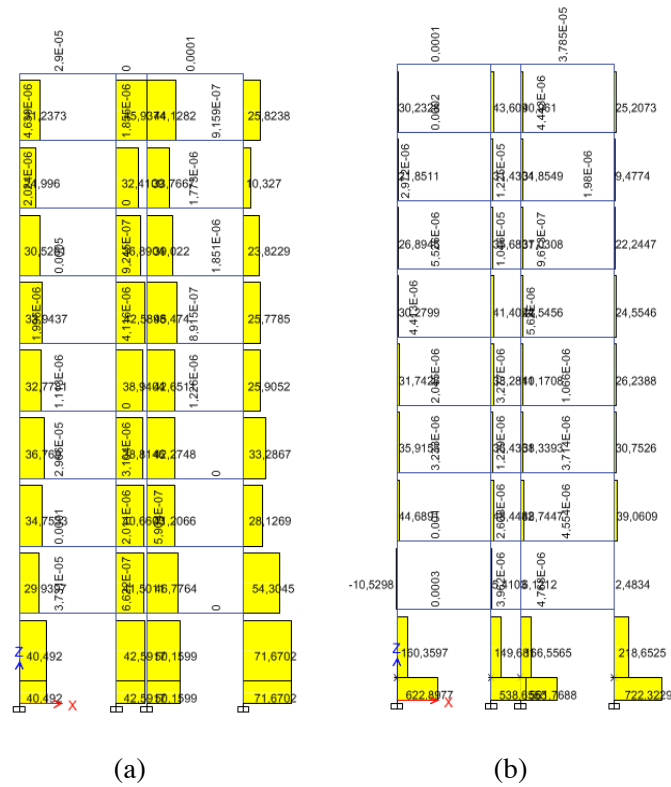


Figura A.96 Diagrama de esfuerzos cortantes 3-3. (a) Edificio 9U-S. (b) Edificio 9U-C

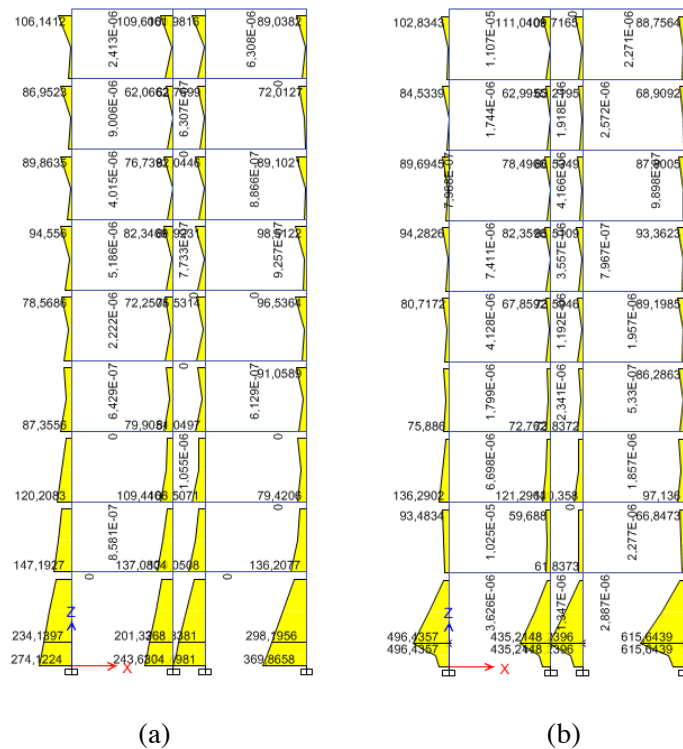


Figura A.97 Diagrama de momentos flectores 2-2. (a) Edificio 9U-S. (b) Edificio 9U-C